



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Área Departamental de Engenharia Civil



Caracterização dinâmica de um edifício existente de betão armado através de ensaios de vibração ambiental

RUI PEDRO POUCOCHINHO SERPA

Licenciado em Engenharia Civil

Dissertação de natureza científica para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

Orientadores:

Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes, Prof. Adjunto (ISEL)
Doutora Ana Rita Sousa Gião Gamito Reis, Prof. Adjunto (ISEL)

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Prof. Coord. (ISEL)

Vogais:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho, Prof. Adjunto (ISEL)
Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes, Prof. Adjunto (ISEL)

Março de 2015

Agradecimentos

Neste capítulo deixo os meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas que contribuíram direta ou indiretamente para a realização deste trabalho. Particularmente estou grato:

Aos meus pais e irmã pelo enorme esforço, apoio e valores transmitidos ao longo de todo percurso académico.

À minha namorada pela presença e incentivo constantes que foram fulcrais para conseguir ultrapassar as maiores dificuldades.

Aos meus colegas e docentes do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa pelas experiências e conhecimentos transmitidos que se revelaram insubstituíveis para o meu desenvolvimento pessoal e académico.

À Professora Ana Rita Reis pela orientação na redação desta dissertação, pelos conhecimentos técnicos transmitidos, pelas opiniões e críticas.

Ao Professor Paulo Mendes pelos valiosos conselhos, conhecimentos técnicos, pela total disponibilidade e orientação imprescindíveis para a realização deste trabalho.

RESUMO

Este trabalho aborda a caracterização do comportamento dinâmico de um edifício de betão armado, através da realização de ensaios de vibração ambiental que permitem a identificação das frequências naturais e dos modos de vibração e possibilitam a calibração de modelos numéricos desenvolvidos em programas de análise estrutural.

Inicialmente descrevem-se alguns aspetos históricos associados à mecânica e/ou à dinâmica estrutural que possibilitam enquadrar os atuais fundamentos da análise dinâmica de estruturas que são abordados posteriormente. Esses fundamentos descrevem o comportamento de modelos físicos com um e com vários graus de liberdade, analisados no domínio do tempo e/ou no domínio da frequência.

Numa segunda fase são descritas as metodologias mais utilizadas para caracterizar o comportamento dinâmico de estruturas em pórticos de betão armado, realçando as técnicas experimentais e numéricas utilizadas atualmente pela comunidade científica para este tipo de abordagem. Paralelamente, é estudada a influência dos painéis de enchimento de alvenaria de tijolo e a influência da existência de juntas no comportamento dinâmico de edifícios.

O trabalho termina com uma caracterização dinâmica do Edifício Ferreira Cardoso, no Campus do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, envolvendo ensaios de vibração ambiental e resultados de um modelo numérico desenvolvido em SAP2000. Os resultados experimentais e numéricos são comparados, em termos das frequências naturais e modos de vibração, seguindo-se uma calibração e aperfeiçoamento do modelo numérico com vista a futuros estudos.

ABSTRACT

This work deals with the characterization of the dynamic behavior of a reinforced concrete building, through ambient vibration tests that permits the identification of natural frequencies and mode shapes and enable calibration of numerical models developed in structural analysis programs.

Initially describes some historical aspects related to mechanical and / or structural dynamics that allow frame the current fundamentals of dynamic analysis of structures that are discussed later. These fundamentals describe the behaviour of physical models with one and with several degrees of freedom, analyzed in the time domain and / or frequency domain.

In a second phase, the methodologies used to characterize the dynamic behavior of reinforced concrete are described, highlighting the experimental and numerical techniques currently used by the scientific community for this type of approach. Simultaneously, the influence of brick masonry infill panels and the influence of the existence of separation joints in the dynamic behavior of buildings are studied.

The work ends with a dynamic characterization of Ferreira Cardoso Building on the campus of the Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, involving ambient vibration tests and results of a numerical model developed in SAP2000. The experimental and numerical results are compared in terms of natural frequencies and mode shapes, followed by an adjustment and improvement of the numerical model owing future studies.

PALAVRAS CHAVE / KEY WORDS

Ensaio de vibração ambiental / Ambient Vibrations Testes

Comportamento dinâmico / Dynamic Behaviour

Identificação modal / Modal Identification

Edifício de betão armado / Reinforced Concrete Buildings

Modelação de juntas / Joint Modelling

Modelação Numérica / Numeric Modelling

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	JUSTIFICAÇÃO E ENQUADRAMENTO DO TEMA	1
1.2	OBJETIVOS	4
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	5
2	DINÂMICA ESTRUTURAL	7
2.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	7
2.2	EVOLUÇÃO E IMPORTÂNCIA HISTÓRICA DA DINÂMICA ESTRUTURAL	7
2.3	FUNDAMENTOS DE DINÂMICA DE ESTRUTURAS	11
2.3.1	<i>Modelos com 1 grau de liberdade</i>	<i>12</i>
2.3.2	<i>Modelos com Vários Graus de Liberdade</i>	<i>15</i>
2.4	CONSIDERAÇÕES FINAIS	20
3	COMPORTAMENTO DINÂMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO	21
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	21
3.2	ESTRUTURAS EM PÓRTICO E MISTAS DE BETÃO ARMADO	21
3.3	INFLUÊNCIA DE PAINÉIS DE ENCHIMENTO DE ALVENARIA DE TIJOLO EM EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO	26
3.3.1	<i>Comportamento estrutural de pórticos de betão armado preenchidos com painéis de alvenaria</i>	<i>27</i>
3.3.2	<i>Modelação do comportamento estrutural de painéis de enchimento de alvenaria de tijolo ..</i> <i>.....</i>	<i>31</i>
3.4	INFLUÊNCIA DE JUNTAS NO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS PORTICADAS EM BETÃO ARMADO	36
3.4.1	<i>Tipos de Junta</i>	<i>37</i>
3.4.2	<i>Regulamentação sobre juntas de dilatação</i>	<i>39</i>
3.4.3	<i>Influência da existência de juntas no comportamento dinâmico</i>	<i>40</i>
3.4.4	<i>Modelação de junta de dilatação em edifícios porticados de betão armado</i>	<i>42</i>
3.5	TÉCNICAS DE CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA	45
3.5.1	<i>Modelação numérica</i>	<i>46</i>
3.5.2	<i>Técnicas de ensaios in situ para a caracterização dinâmica</i>	<i>48</i>
3.5.3	<i>Identificação de parâmetros modais</i>	<i>54</i>
3.5.4	<i>Comparação e calibração de modelos numéricos utilizando resultados experimentais ..</i>	<i>58</i>
3.6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	59

4	ANÁLISE DINÂMICA DE UM EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO.....	61
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	61
4.2	DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO	61
4.2.1	<i>Descrição geral.....</i>	<i>62</i>
4.2.2	<i>Elementos estruturais.....</i>	<i>63</i>
4.2.3	<i>Elementos não estruturais</i>	<i>67</i>
4.3	MODELO NUMÉRICO.....	69
4.3.1	<i>Implementação geral.....</i>	<i>69</i>
4.3.2	<i>Aspetos particulares da modelação.....</i>	<i>74</i>
4.4	ENSAIOS DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL.....	79
4.5	IDENTIFICAÇÃO MODAL.....	82
4.6	ANÁLISE, COMPARAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS.....	84
4.6.1	<i>Comparação entre frequências naturais.....</i>	<i>84</i>
4.6.2	<i>Comparação entre configurações modais.....</i>	<i>86</i>
4.6.3	<i>Discussão de resultados.....</i>	<i>88</i>
4.7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	90
5	CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS	93
5.1	CONCLUSÕES.....	93
5.2	PERSPETIVAS FUTURAS.....	94
	BIBLIOGRAFIA	95

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Estruturas em vários ambientes: (a) Burj Khalifa (http://foundtheworld.com/burj-khalifa/) (b) Comboio Trans-siberiano, (c) Plataforma Offshore, Alaska (http://www.adn.com), (d) Centro de Arte Contemporânea de Chengdu, China (http://www.designboom.com) e (e) Centro comercial de Omotesando Hills, Tokyo (http://www.nytimes.com).....	2
Figura 1.2 Ensaio de vibração ambiental em diversas estruturas: (a) Ponte em arco, (b) Edifício de betão armado (http://reabilitacaodeedificios.dashofer.pt) e (c) Modelo de um edifício de 4 pisos. (Rodrigues, 2004).....	3
Figura 1.3 Efeitos do sismo de Niigata em edifícios de habitação, Japão 1964 (http://www.embc.gov.bc.ca).....	4
Figura 2.1 Da esquerda para a direita, Aristóteles, Galieo Galilei e Isaac Newton.....	8
Figura 2.2 Ray W. Clough, Anil k. Chopra e duas edições da obra de Chopra, Dynamics of Structures.....	9
Figura 2.3 (a) Dinâmica de fluidos experimental (McDonough, 2009), (b) Conceito do “Universo Dinâmico” (Suntola, 2008) e (c) Colapso da ponte de Tacoma Narrows (Views, 2000).....	10
Figura 2.4 Estudo de um automóvel com o método dos elementos finitos (Wu & Qiu, 2008).....	10
Figura 2.5 As Torres “Absoulte World” em Mississauga no Canadá giram em forma de “torção” 180 graus desde o topo até à base.....	11
Figura 2.6 (a) Centro de convenções de Vancouver e (b) Modelo de elementos finitos em SAP2000 (http://www.structurearchives.org).....	11
Figura 2.7 Sistema de 1 G.L.: (a) Modelo clássico matemático e (b) diagrama de corpo livre.....	12
Figura 2.8 Resposta dinâmica de um oscilador de 1 G.L. sujeito a uma força com variação harmónica ao longo do tempo (Mendes & Oliveira, 2008).....	13
Figura 3.1 Construções antigas em alvenaria: (a) Cidade romana datada do século IX, Conimbriga, (b) Fortaleza Islâmica datada do século IX, Marvão (http://monumentosportugues.blogspot.pt) e (c) Edifício “Gaioleiro”, posterior ao terramoto de 1755, Lisboa (H. Miguel & Andrade, 2011).....	22
Figura 3.2 Mecanismos de dano no plano das paredes: (a) Mecanismo global e (b) Mecanismo de piso (Teresa et al., 2013).....	22
Figura 3.3 Ligação pilar/parede de tijolo (Bhatt, 2007).....	23

Figura 3.4 Planta de estrutura em: (a) pórtico e (b) mista (Bhatt, 2007).	24
Figura 3.5 Efeitos da colisão de edifícios adjacentes após o sismo de 1999, Atenas (http://www.nexus.globalquakemodel.org/).	24
Figura 3.6 (a) Formação superfície de deslizamento e (b) Possível solução de contenção em encostas (Adaptado (Bhatt, 2007)).	25
Figura 3.7 Exemplos de edifícios em pórtico de betão armado preenchidos com painéis de alvenaria de tijolo. (http://www.nexus.globalquakemodel.org/).	27
Figura 3.8 Patologias nos pilares e nos painéis devido à existência de grandes aberturas.	28
Figura 3.9 Captive-column: (a) Modelo do mecanismo de captive-column e (b) danos no pilar devido ao efeito de captive-column (Guevara & Garcia, 2005).....	29
Figura 3.10 Mecanismos de soft-storey (Carvalhido, 2009).....	29
Figura 3.11 (a) Primeira Fase, (b) segunda Fase e (c) terceira fase (Milheiro, 2008).....	30
Figura 3.12 Malha de elementos finitos na modelação de um painel de alvenaria (Alvarenga, 2002).....	31
Figura 3.13 Idealização da “biela diagonal equivalente”.....	32
Figura 3.14 Representação da biela equivalente (Oliveira, 1995).....	32
Figura 3.15 Possível posição das bielas equivalente no caso de o painel ter aberturas (Carvalhido, 2009).....	34
Figura 3.16 Modelação do painel de alvenaria (Al-chaar, 2002)	34
Figura 3.17 Vistas de edifícios de betão armado com paredes alvenaria: (a) Alçado (b) Modelo numérico com representação das bielas diagonais equivalentes da figura (a); (c) Alçado e (d) Modelo numérico da figura (d) (Carvalhido, 2009).....	35
Figura 3.18 Juntas: (a) Selagem de junta de dilatação (b) junta estrutural e (c) junta de betonagem.	38
Figura 3.19 Juntas de dilatação/movimento: (a) Junta vertical (b) Junta horizontal (c) esferovite e (d) material espumoso (www.archiproducts.com/).	38
Figura 3.20 Degradação da junta de dilatação.....	41
Figura 3.21 Estrutura em pórtico indeformada (esquerda) e deformada (direita) dotada de junta estrutural: a) Total; b) Parcial (Almeida Gonilha, 2008).....	41
Figura 3.22 Associação de pórtico em comboio (Milheiro, 2008).....	42

Figura 3.23 Modelação do edifício adjacente ao “Gaioleiro”: (a) Elementos de área e (b) ligação ao nível dos pisos (Teresa et al., 2013).....	43
Figura 3.24 Representação esquemática da junta sísmica (a) Módulos com a mesma altura e (b) Módulos desfasados em altura (Jacinto, 2013).	44
Figura 3.25 Modelo físico de um elemento de ligação do tipo <i>Gap</i> (CSI, 2013).....	45
Figura 3.26 Escola Superior de Enfermagem de Calouste Gulbenkian: (a) Edifício e (b) Modelo numérico em SAP2000 (Carrelo Carvalho, 2013).....	46
Figura 3.27 Edifício de 15 pisos, Heritage Court Tower. (a) Estrutura real e (b) Modelo numérico (Rodrigues, 2004)	48
Figura 3.28 Equipamento de vibração forçada: (a) Vibrador eletrodinâmico e (b) martelo de impulsos (http://www.pcb.com).....	49
Figura 3.29 (a) Excitador de massa excêntrica e (b) excitador servo-hidráulico (Beskhyroun, 2012).....	49
Figura 3.30 (a) Peso de 608 kN utilizado no ensaio na ampliação do aeroporto da Madeira; (b) Ensaio de vibração em regime livre utilizado na ponte Vasco da Gama (Rodrigues, 2004).....	50
Figura 3.31 Ensaio de vibração ambiental num edifício escolar em Camerino. (a) Vista exterior do edifício e (b) Equipamento de medição (Cunha et al., 2014).....	51
Figura 3.32 (a) Acelerómetro piezoelétrico, (b) Acelerómetro capacitivo e (c) Acelerómetro de tipo <i>force balance</i>	52
Figura 3.33 Exemplos de sistema de aquisição de dados (Da Costa, 2012).....	53
Figura 3.34 Esquema do conceito dos métodos de identificação modal estocástica (Rodrigues, 2004).....	55
Figura 3.35 Análise de um sinal por FFT: (a) Janela da amostra por submeter a análise e (b) Amostra submetida a janela “Hanning” (Laboratorial, 2002).	56
Figura 4.1 Campus do ISEL com realce no Edifício Ferreira Cardoso e na respetiva orientação.....	62
Figura 4.2 Edifício Ferreira Cardoso: (a) Alçado Oeste (AutoCAD) e (b) Perspetiva lateral do alçado Este.	62
Figura 4.3 Planta de fundações com alinhamentos dos pilares principais.	63
Figura 4.4 Pormenor do pavimento do piso térreo.....	64
Figura 4.5 Edifício Ferreira Cardoso Alçado Sueste: (a) Pilares secção circular e (b) zona da junta.	64

Figura 4.6 Laje aligeirada (a) Representação dos moldes e (b) secção transversal da laje nervurada modelo ATEX 900 nos pisos -1, 0, 1, 2, 3, 4 e cobertura.	65
Figura 4.7 Laje fungiforme nervurada do Edifício Ferreira Cardos (<i>Campus</i> do ISEL).	66
Figura 4.8 Planta do piso 1 sobreposta à planta do piso 0 com pormenor da junta e orientação.....	67
Figura 4.9 Plantas arquitetónicas com a disposição dos painéis de alvenaria: (a) Piso 0 e (b) Piso 1.	68
Figura 4.10 Plantas arquitetónicas com a disposição dos painéis de alvenaria: (a) Piso 2 e (b) Piso 3.	68
Figura 4.11 Planta arquitetónica com a disposição dos painéis de alvenaria do piso 4.	68
Figura 4.12 Pormenor da junta estrutural: a) exterior e b) interior.....	69
Figura 4.13 Edifício Ferreira Cardoso: (a) Estrutura real e (b) Modelo numérico em SAP2000.	70
Figura 4.14 Modo de translação segundo a direção Norte-Sul: (a) Vista de topo e (b) Perspetiva lateral.	72
Figura 4.15 Modo de translação segundo a direção Este-Oeste: (a) Vista de topo e (b) Perspetiva lateral.	72
Figura 4.16 Modo de torção em torno de um eixo vertical: (a) Vista de topo e (b) Perspetiva Lateral.....	73
Figura 4.17 Modo de translação desfasada entre pisos segundo a direção Este-Oeste: (a) Vista de topo e (b) Perspetiva lateral.....	73
Figura 4.18 Esquema de um pórtico corrente na direção Este-Oeste, com modelação da biela diagonal equivalente (SAP2000).	75
Figura 4.19 Estrutura indeformada para o Modelo B: (a) Vista de topo e (b) Perspetiva lateral.	76
Figura 4.20 Elemento numérico da ligação entre elementos estruturais através de <i>Gap</i> (SAP2000): (a) Representação tridimensional e (b) Representação bidimensional de dois com elemento <i>Gap</i>	77
Figura 4.21 Configuração modal e frequência natural do primeiro modo – Vista de frente.	78

Figura 4.22 Configuração modal e frequência natural do segundo modo – Vista de frente.	78
Figura 4.23 Configuração modal e frequência natural do terceiro modo – Vista de frente.	79
Figura 4.24 Esquema com a posição do equipamento de medição para o primeiro ensaio.	80
Figura 4.25 Esquema com a posição do equipamento de medição para o segundo ensaio.	80
Figura 4.26 Esquema com a posição do equipamento de medição para o terceiro ensaio.	81
Figura 4.27 Disposição dos acelerômetros: (a) Par de acelerômetros uniaxiais e (b) Acelerômetro triaxial.	82
Figura 4.28 Representação esquemática do modelo introduzido no ARTeMIS e dos sensores a encarnado.	83
Figura 4.29 Espectro de valores singulares das densidades espectrais de potência da reposta em aceleração.	83
Figura 4.30 Parâmetros modais de quatro modos identificados experimentalmente (<i>ARTeMIS</i>).	84
Figura 4.31 Gráficos de comparação de frequências naturais de vibração para os três modelos de estudo.	85
Figura 4.32 Modelos de coeficientes <i>MAC</i> para o Modelo B: (a) Matriz <i>MAC</i> e (b) Gráfico.	87
Figura 4.33 Modelos de comparação <i>MAC</i> do Piso 3 para o Modelo B: (a) Matriz <i>MAC</i> e (b) Gráfico.	87
Figura 4.34 Modelos de comparação <i>MAC</i> do Piso 3 para o Modelo C: (a) Matriz <i>MAC</i> e (b) Gráfico.	88
Figura 4.35 Modo de translação segundo a direção N-S: (a) ARTeMIS e (b) SAP2000.	89
Figura 4.36 Modo de translação segundo a direção E-O: (a) ARTeMIS e (b) SAP2000.	90
Figura 4.37 Modo de torção: (a) ARTeMIS e (b) SAP2000.	90

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 4.1 Características dos materiais.	70
Tabela 4.2 Valores das ações adotados no modelo numérico.....	71
Tabela 4.3 Valores de frequências naturais obtidas para diferentes modos de vibração.	73
Tabela 4.4 Valores da biela diagonal equivalente para pórtico corrente na direção Norte-Sul.....	75
Tabela 4.5 Valores da biela diagonal equivalente para pórtico corrente na direção Este-Oeste.	75
Tabela 4.6 Valores de frequências naturais obtidas experimentalmente (ARTeMIS) e para o modelo numérico – Modelo B.....	76
Tabela 4.7 Parâmetros do elemento <i>Gap</i>	77
Tabela 4.8 Frequências naturais de vibração para o Modelo C.....	77
Tabela 4.9 Primeiras três frequências naturais obtidas experimentalmente para o primeiro e segundo ensaio.	81
Tabela 4.10 Frequências naturais obtidas experimentalmente no terceiro ensaio.....	82
Tabela 4.11 Frequências naturais de vibração obtidas experimentalmente e numericamente.....	85

SIMBOLOGIA

▪ Letras maiúsculas latinas

E_a	Módulo de elasticidade da parede (alvenaria)
E_c	Módulo de elasticidade do betão
E_p	Módulo de elasticidade do pilar (betão)
E_s	Módulo de elasticidade do aço
$F(\omega)$	Transformada de Fourier de $f(t)$
$H(\omega)$	Função de resposta no domínio da frequência
I	Momento de inércia do pilar
\underline{I}	Matriz Identidade
$U(\omega)$	Transformada de Fourier de $u(t)$

▪ Letras minúsculas latinas

a	Aceleração
c	Constante de amortecimento
c^*	Matriz de amortecimento modal
$f(t)$	Forças externas
$\underline{f}(t)$	Vetor das forças externas
$f_a(t)$	Forças de amortecimento
$f_e(t)$	Forças elásticas
$f_i(t)$	Forças de inércia
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
f_n	Frequência natural
h'	Altura da parede
k	Rigidez da estrutura
\underline{k}	Matriz de rigidez
k^*	Matriz de rigidez modal

m	Massa
\underline{m}	Matriz de massa
m^*	Matriz de massa modal
t	Espessura da parede
$u(t)$	Deslocamento
$\underline{u}(t)$	Vetor dos deslocamentos
$\dot{u}(t)$	Velocidade
$\dot{\underline{u}}(t)$	Vetor de velocidade
$\ddot{u}(t)$	Aceleração
$\ddot{\underline{u}}(t)$	Vetor de aceleração

▪ **Letras maiúsculas gregas**

ϕ	Vetor da configuração deformada da estrutura
$\hat{\phi}$	Matriz Modal
$\underline{\Omega}^2$	Matriz espectral
θ	Ângulo entre a escora equivalente e a horizontal

▪ **Letras minúsculas gregas**

φ	Fase
ω	Frequência angular
ξ	Coefficiente de amortecimento
γ	Peso volúmico
ν	Coefficiente de poisson
λh	Parâmetro adimensional da relação da rigidez pórtico-parede

▪ Abreviaturas

GL	Grau de liberdade
FRF	Função de resposta em frequência
TF	Transformada de Fourier
TDF	Transformada discreta de Fourier
LNEC	Laboratório nacional de engenharia civil
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão-armado e Pré-Esforçado
RSA	Regulamento de Segurança e Ações
EC1	Eurocódigo 1
EC2	Eurocódigo 2
EC8	Eurocódigo 8
MEF	Método dos Elementos Finitos

1

INTRODUÇÃO

1.1 Justificação e Enquadramento do Tema

Nas últimas décadas tem-se efetuado um esforço para melhorar a conceção de estruturas de engenharia civil em termos dos níveis de segurança, da economia, da sustentabilidade e do conforto. O interesse em perceber a relação entre as ações e a resposta das estruturas, quando atuadas por estas, revela-se sobretudo na área da engenharia de estruturas, nomeadamente nas áreas de projeto, análise e dimensionamento de sistemas estruturais. Seja em regime linear ou não-linear, a consideração das ações, determinísticas ou aleatórias, exige uma adequada idealização suportada por leis físicas e composta por modelos matemáticos complexos. Uma vez conhecidas as ações é possível otimizar a respetiva resposta das estruturas de construção civil que têm servido o Homem desde o começo da sua civilização.

Relativamente à natureza das ações, a análise estrutural pode classificar-se de duas maneiras: a análise estática e a análise dinâmica.

A análise estática assume que, as ações incidentes na estrutura mantêm-se constantes em grandeza, direção e sentido ao longo tempo, como é o caso do peso próprio da estrutura, das ações gravíticas, das cargas permanentes (revestimentos, paredes divisórias) ou sobrecargas.

A forte necessidade de considerar as ações dinâmicas resultou da observação de fenómenos com comportamentos imprevisíveis, variáveis ao longo do tempo, em força, direção e sentido, que não revelam um comportamento dito “estático”. São exemplo destas ações, as vibrações produzidas pelo vento, pelo tráfego pedonal/rodoviário, por equipamentos ou máquinas. Estas ações podem também ser denominadas por ações dinâmicas e merecem uma atenção não menos importante que as ações ditas como estáticas. Como o nome indica são ações que estão presentes no ambiente em que as estruturas se encontram inseridas. A não consideração deste tipo de ações poderá colocar em risco o estado de serviço (ou de utilização), como por

exemplo o aparecimento de fissuração do betão, deformações impostas e todos os outros efeitos negativos que destes advêm.

A importância da adequada consideração das ações dinâmicas na análise estrutural é mais evidente em edifícios com uma altura e uma esbelteza suficientes para serem afetados pela ação do vento, plataformas atingidas pela força das ondas ou das marés dos oceanos, neve em regiões severas, habitações próximas de linhas férreas ou vias de tráfego intenso (Corradi, 2006). Algumas dessas estruturas são apresentadas na Figura 1.1, como o Burj Khalifa premiado o edifício mais alto do mundo construído até à atualidade e está sujeito a ventos, pressões e temperaturas que variam consoante a altitude.

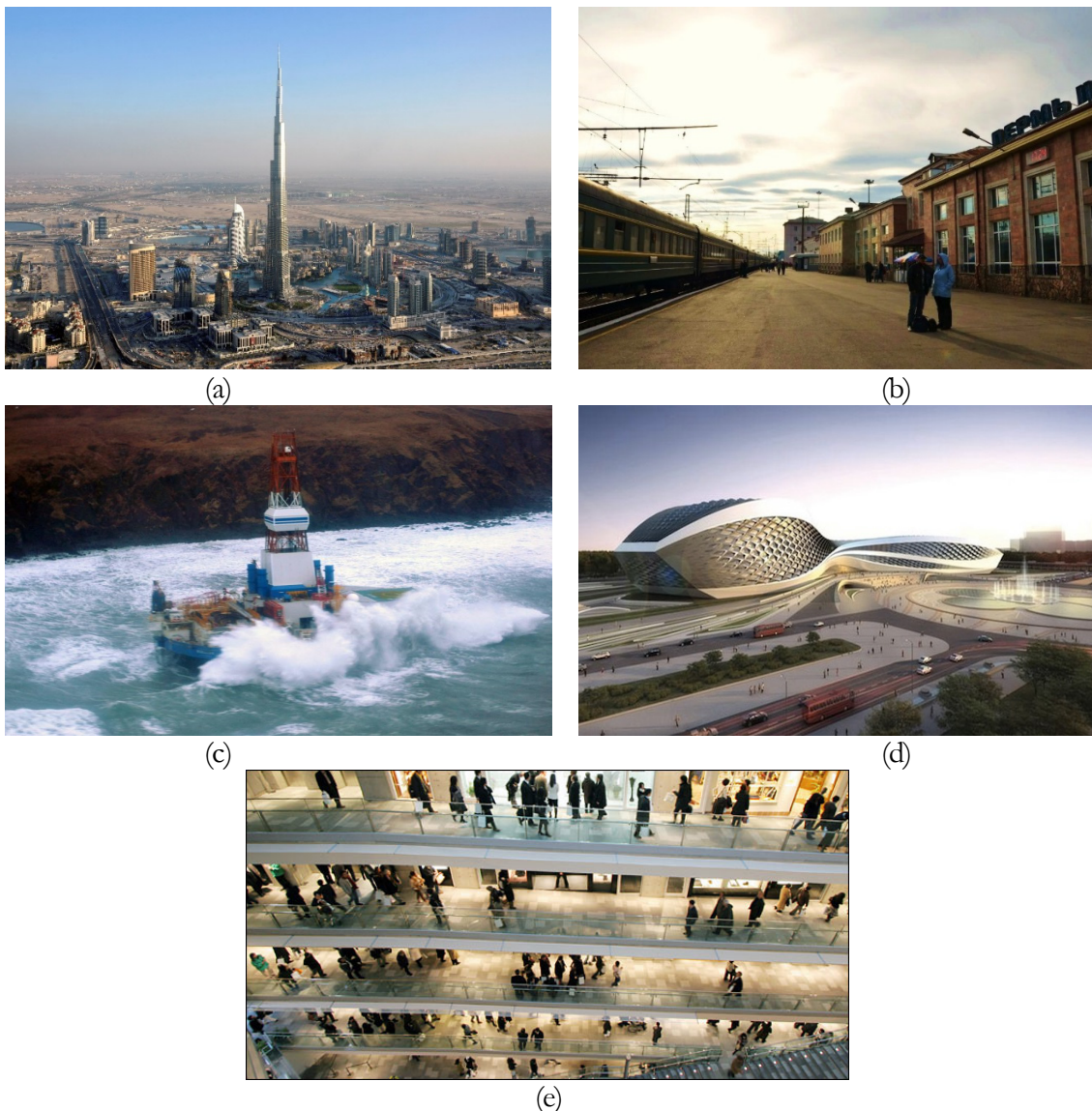


Figura 1.1 Estruturas em vários ambientes: (a) Burj Khalifa (<http://foundtheworld.com/burj-khalifa/>) (b) Comboio Trans-siberiano, (c) Plataforma Offshore, Alaska (<http://www.adn.com>), (d) Centro de Arte Contemporânea de Chengdu, China (<http://www.designboom.com>) e (e) Centro comercial de Omotesando Hills, Tokyo (<http://www.nytimes.com>).

Uma das vias mais usuais para determinar as propriedades e os efeitos das ações ambientais é caracteriza-las a partir da resposta das estruturas quando são incididas por essas ações.

Atualmente, são várias as maneiras de obter as características relativas às ações, à estrutura e aos efeitos resultantes desta interação. Neste trabalho são usadas algumas ferramentas tecnológicas e programas informáticos, com a finalidade de interpretar a resposta às ações ambientais.

Neste contexto, os ensaios de vibração ambiental têm sido cada vez mais utilizados como método experimental de caracterização de diversas estruturas de engenharia civil (pontes, barragens, edifícios, etc.). São mais vantajosos em relação a outro tipo de ensaio pelo facto de não ser necessária a criação de excitações (excitadores ou pêndulos) para analisar a resposta da estrutura, sendo apenas baseados na resposta da estrutura às ações ambientais. Este tipo de ensaio é realizado recorrendo a equipamentos de medição e a tratamento de dados destacando-se pela economia e rapidez de execução face a outros métodos. A Figura 1.2 mostra a disposição deste tipo de equipamentos em estruturas de engenharia civil.

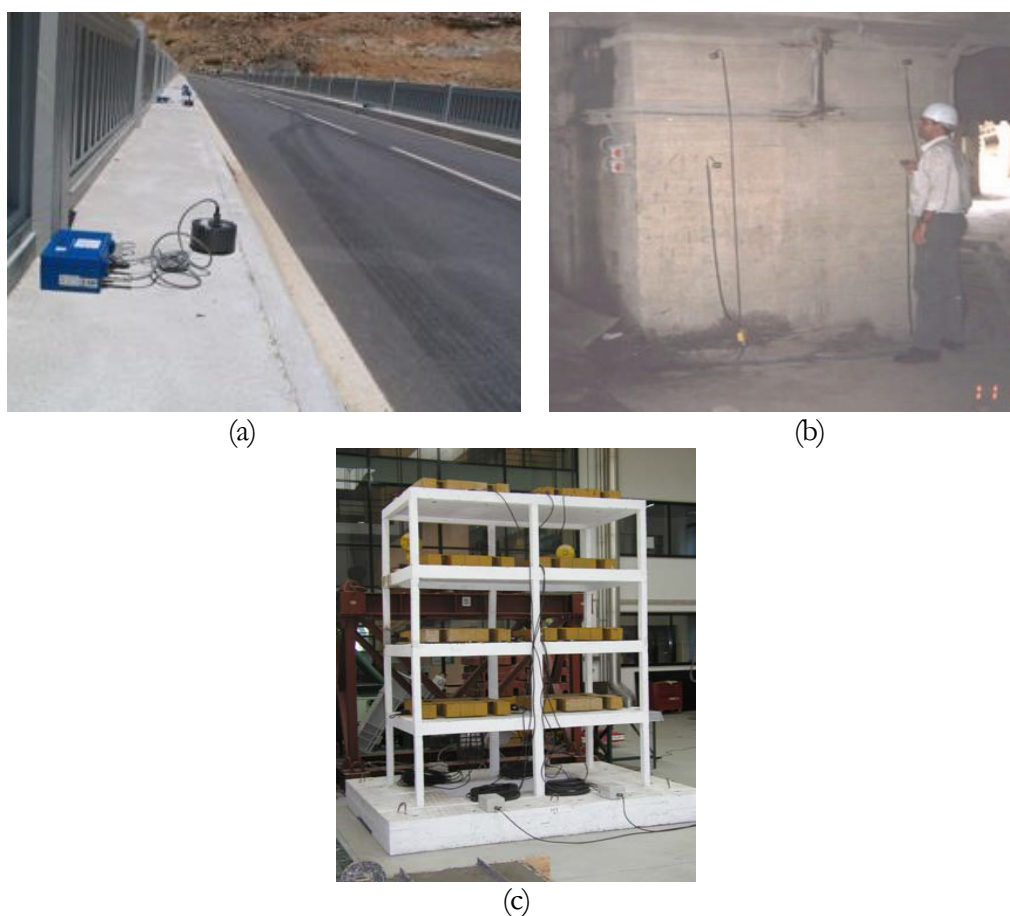


Figura 1.2 Ensaios de vibração ambiental em diversas estruturas: (a) Ponte em arco, (b) Edifício de betão armado (<http://reabilitacaodeedificios.dashofer.pt>) e (c) Modelo de um edifício de 4 pisos. (Rodrigues, 2004).

Uma correta avaliação experimental e numérica das características dinâmicas em estruturas possibilita a calibração dos modelos numéricos com vista a outros tipos de análises e estudos assim como uma avaliação mais rigorosa da segurança estrutural, podendo suportar a recomendação de eventuais soluções de reforço estrutural face a eventuais erros de conceção estrutural e consequentemente danos materiais face a fenómenos naturais intensos, como por exemplo o colapso de edifícios no terramoto de Niigata no Japão (ver Figura 1.3) (Carrelo Carvalho, 2013).



Figura 1.3 Efeitos do sismo de Niigata em edifícios de habitação, Japão 1964 (<http://www.embc.gov.bc.ca>).

1.2 Objetivos

Este trabalho tem como objetivo fundamental proceder à caracterização dinâmica de um edifício de betão armado através de ensaios de vibração ambiental, permitindo a calibração de modelos numéricos capazes de traduzir parâmetros dinâmicos muito próximos dos analisados experimentalmente, nomeadamente as frequências naturais de vibração e as configurações modais de vibração da estrutura.

Para se cumprir este objetivo, este trabalho está dividido em etapas sequenciais que o suportam, nomeadamente:

- O enquadramento histórico e a importância que os processos dinâmicos têm nas atividades do Homem;
- A introdução dos principais fundamentos teóricos da análise dinâmica que justificam o desenvolvimento deste estudo;
- Percecionar o comportamento de edifícios constituídos por pórticos de betão armado e preenchidos por painéis de alvenaria de tijolo e os métodos de modelação numérica que simulam o comportamento destes elementos.

- Perceber a influência de juntas de dilatação no comportamento dinâmico em edifícios de betão armado.
- Estudar os diferentes métodos de caracterização dinâmica realçando as diferenças entre as diversas técnicas experimentais e numéricas empregues, hoje em dia, nas estruturas de engenharia civil, valorizando os ensaios de vibração ambiental e a criação de modelos através do método dos elementos finitos;
- Descrever e analisar em termos estruturais e arquitetonicamente o edifício em estudo;
- A implementação de um modelo de elementos finitos como via numérica de análise de estruturas, utilizando o programa de cálculo estrutural SAP2000 versão 15;
- Realizar ensaios de vibração ambiental no edifício;
- Calibrar os modelos numéricos de acordo com os resultados obtidos nos ensaios por forma a aproximar cada vez mais o modelo numérico do edifício em estudo;
- Comparar os resultados obtidos experimentalmente com os resultados obtidos no modelo numérico;
- Discutir os resultados.

1.3 Estrutura do Trabalho

A presente dissertação divide-se em seis capítulos, iniciando-se com uma breve introdução, enquadrando e justificando o respetivo tema no âmbito da engenharia civil. De seguida são sistematizados os objetivos e a estrutura do trabalho.

O **Capítulo 2** inicia-se com uma descrição sumária da evolução histórica da dinâmica estrutural em edifícios, realçando os momentos que marcam a sua influência no quotidiano do Homem e como esta matéria se difundiu em várias vertentes para responder às exigências humanas. Segue-se com a introdução dos fundamentos teóricos da dinâmica de estruturas, começando pela análise da resposta de sistemas de um grau de liberdade nos domínios do tempo e da frequência, terminando nos sistemas de vários graus de liberdade analisados nos mesmos domínios.

Inicialmente no **Capítulo 3** abordam-se, sucintamente, os fatores que participam no comportamento dinâmico de edifícios, nomeadamente a solução estrutural que se adota na conceção de edifícios, a influência que os painéis de enchimento de alvenaria têm na rigidez e ainda a presença de juntas totais, como as juntas de dilatação ou movimento. O capítulo prossegue com a descrição dos diferentes métodos de avaliar o comportamento dinâmico que se empregam atualmente, nomeadamente a elaboração

de modelos numéricos e as várias formas de caracterizar os edifícios experimentalmente e ainda a convergência destas técnicas analíticas e experimentais. Para cada caso são expostos os fatores que condicionam a sua aplicação, assim como os equipamentos e ferramentas tecnológicas necessárias à sua aplicação.

No **Capítulo 4** apresenta-se o caso de estudo de um edifício de betão armado. Primeiramente descreve-se o edifício sobretudo nos aspetos relacionados com a vertente estrutural e alguns elementos não estruturais, como é o caso da junta de dilatação e das paredes de alvenaria. Depois, com base nessa descrição são expostas as principais condicionantes e hipóteses relativas à implementação do modelo numérico do edifício. Na segunda parte deste capítulo são apresentados os aspetos técnicos relacionados com os ensaios de vibração ambiental realizados no edifício e a descrição do processo de obtenção dos parâmetros modais através das técnicas de identificação modal. O capítulo termina com a comparação e discussão dos resultados obtidos experimentalmente e nos vários modelos numéricos.

No **Capítulo 5** apresentam-se as conclusões mais relevantes que foram retiradas da elaboração deste trabalho e sugerem-se as perspetivas futuras que merecem ser desenvolvidas.

2

DINÂMICA ESTRUTURAL

2.1 Considerações Iniciais

Este capítulo começa por percorrer o desenvolvimento histórico dos conceitos de dinâmica, referenciando alguns percursos desta matéria e remetendo as suas descobertas em diferentes setores de atividade ao longo das diferentes épocas. Ao mesmo tempo é explicada a ramificação ou a diferenciação que esta área da mecânica tem vindo a sofrer à medida que os conhecimentos científicos se consolidavam. Este percurso cronológico termina com o contributo das novas tecnologias no aperfeiçoamento das técnicas de engenharia, concretamente na análise estrutural dinâmica. De seguida são abordados os principais fundamentos de dinâmica de estruturas que hoje são empregues ou que estão introduzidos nos programas de cálculo automático, nomeadamente os modelos físicos e as equações matemáticas que descrevem modelos com 1 ou com vários graus de liberdade e a análise modal nos domínios do tempo e da frequência.

2.2 Evolução e importância histórica da dinâmica estrutural

A história por detrás da dinâmica estrutural é extensa e remota aos tempos em que a Humanidade necessitou de observar o comportamento dos diferentes objetos que a rodeavam, sobretudo aqueles que iam de encontro às suas necessidades e proveitos. Os estudos mais aprofundados sobre esta disciplina que se situa, algures, entre a matemática a física e a mecânica, tiveram o seu primeiro marco, dado por Aristóteles (384-322 A.C.) que levantou duas questões importantes que posteriormente foram debatidas por Parménides (século V A.C.) e Heráclito (c. 550-480 A.C.): *O que é a mudança? É real? Porque é que as coisas mudam?* Ao longo dos anos que se seguiram, as ideias de Aristóteles foram refutadas por uns e suportadas por outros filósofos e pensadores que o precederam. Na Era do Renascimento Galileu Galilei (1564-1642) observou o

movimento dos corpos celestes e associou o movimento (dinâmica) a fenômenos naturais ou a uma filosofia natural, sendo um dos primeiros investigadores a lidar com o conceito de aceleração. Johannes Kepler (1629-1695) foi o expoente original das dinâmicas aplicadas, aprofundando a convergência entre os conceitos teóricos com as técnicas de observação planetária e a dinâmica matemática foi fundada por Isaac Newton (1642-1727). Estabeleceu a equação do movimento, apresentando os cálculos e métodos matemáticos que a suportavam, introduzindo a “dinâmica matemática” num vasto ramo da pura matemática.

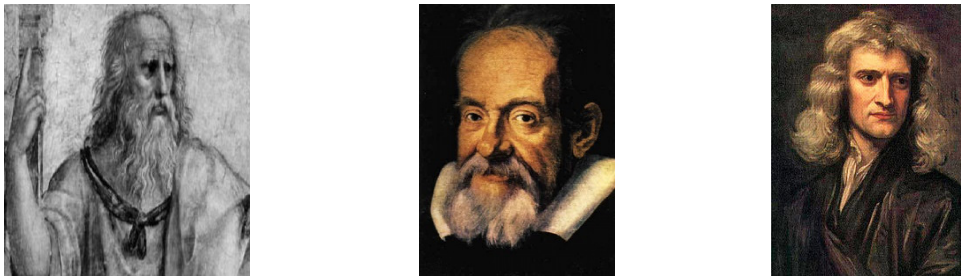


Figura 2.1 Da esquerda para a direita, Aristóteles, Galileu Galilei e Isaac Newton.

No século XVIII, Leonhard Euler (1707-1783), Louis Lagrange (1736) desenvolveram os métodos analíticos que sustentaram a “dinâmica matemática”, enquanto Daniel Bernoulli (1700-1782) aplicou a dinâmica à Hidrodinâmica¹. Ainda neste século foram desenvolvidos estudos matemáticos que contribuíram e promoveram a dinâmica aplicada em estruturas de engenharia civil como Lagrange que analisou problemas associados a pequenas oscilações em sistemas com vários graus de liberdade, Rayleigh (1873-1907) e Edward John Routh desenvolveram os seus estudos relacionados com a análise modal (1831-1907). No século seguinte a dinâmica voltou a ramificar-se noutras áreas, como a “dinâmica caótica” e a física acústica, mas desde Henry Poincaré (1854-1912) os novos métodos de topologia e geometria dominavam o campo da “dinâmica teórica”.

Na primeira metade do século XIX a análise dinâmica de estruturas começou gradualmente a se articular e a tomar uma posição isolada e desmembrada da “teoria das estruturas” e da “resistência dos materiais”. O surgimento de conhecimentos matemáticos, tais como a álgebra, os espaços lineares e a análise vetorial, no início desse século, facilitaram a resolução de problemas associados a sistemas com vários graus de liberdade, permitindo encontrar as respetivas soluções de acordo com as diferentes oscilações. Isto permitiu com que a análise modal se densificasse a par da contribuição dada por Siméon-Denis Poisson (1781-1840) e Claude-Lois Navier (1785-1836) que otimizaram as soluções de Lagrange relativas aos sistemas de múltiplos graus de liberdade e formularam novas teorias matemáticas da elasticidade dos materiais,

¹ Ciência que estuda os movimentos dos líquidos

estabelecendo o *Módulo de Elasticidade* como uma propriedade de um material, que no domínio da dinâmica se traduz na rigidez e consequentemente na inércia manifestada face aos efeitos de qualquer ação.

As aplicações relacionadas com as vibrações de máquinas, engenhos ou mecanismos, carros ou similares tiveram o seu início no século XX. Autores como Anil K. Chopra (1941) e Ray W. Clough (1920) publicaram diversas obras onde congregaram os resultados dos seus estudos relativos ao comportamento de estruturas de engenharia civil face a diversas situações, incluindo a sua interação com o solo, e análise experimental no âmbito da engenharia sísmica, publicando múltiplas obras que, hoje em dia, são indispensáveis para os cientistas de engenharia civil e mecânica. Clough foi também um dos fundadores do “Método do Elementos Finitos” publicando em 1956 um artigo de uma das primeiras aplicações deste método e, desenvolveu-o no âmbito da análise dinâmica, aplicado a estruturas complexas que revolucionou a simulação numérica do universo físico. Na Figura 2.2 apresenta-se à esquerda Ray W. Clough e à direita Anil K. Chopra.



Figura 2.2 Ray W. Clough, Anil k. Chopra e duas edições da obra de Chopra, Dynamics of Structures.

Ainda neste século refira-se Carder (1936), Crawford e Ward (1960) por terem sido pioneiros destacados na medição experimental da resposta de edifícios a ações ambientais que permitem determinar as respetivas frequências naturais e modos de vibração.

O século XXI é testemunha dos mais elevados progressos da análise estrutural graças ao desenvolvimento tecnológico, que teve um crescimento exponencial nos últimos 50 ou 60 anos mas que se iniciou no término do século XX. A necessidade de armazenar todos os conhecimentos teóricos e de acelerar os extensos processos de cálculo estrutural, apelou a que se direcionassem os avanços computacionais para as áreas da

engenharia computacional, de tal modo, que hoje representa uma área independente, mas compatível com outras áreas de engenharia.

Graças ao desenvolvimento progressivo dos fundamentos teóricos matemáticos e a aprovação simultânea pelos meios empíricos cada vez mais aperfeiçoados que conduziu a dinâmica, nos últimos dois séculos, a uma abordagem independente de acordo com o âmbito onde se inserem as leis fundamentais, como por exemplo, a dinâmica de fluidos (ver Figura 2.3 (a)), a física atômica, a termodinâmica, a teoria do universo dinâmico (ver Figura 2.3 (b)), as engenharias civil e mecânica (ver Figura 2.3 (c)), entre outras.

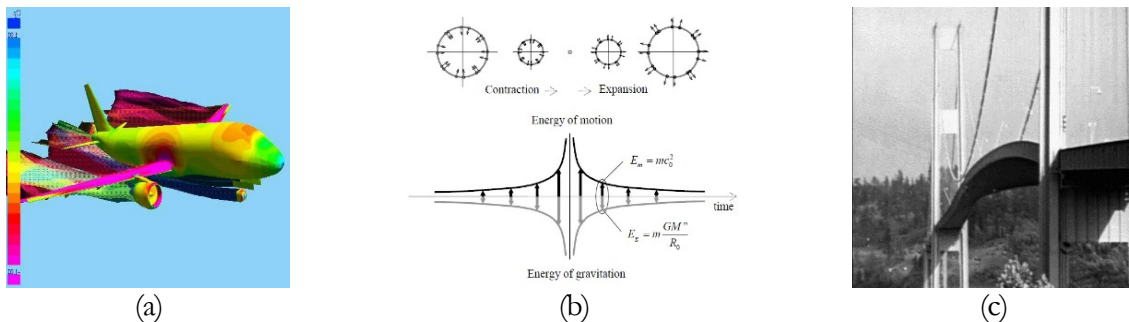


Figura 2.3 (a) Dinâmica de fluidos experimental (McDonough, 2009), (b) Conceito do “Universo Dinâmico” (Suntola, 2008) e (c) Colapso da ponte de Tacoma Narrows (Views, 2000).

Deste modo, também o método dos elementos finitos criados por Clough e a maioria de outros fundamentos matemáticos e físicos, que estão por detrás da análise estrutural, descobertos e compilados por autores, referidos anteriormente, estão introduzidos em *softwares*. Estão associados a *hardwares* e tratam de aplicar os processos matemáticos a modelos estruturais previamente desenhados digitalmente permitindo de forma sofisticada, versátil e com resultados bastantes próximos da realidade física, qualquer análise ou dimensionamento que se pretenda da estrutura (linear, não-linear, estática ou dinâmica). Estes programas hoje em dia têm a capacidade de serem aplicados em qualquer fase do processo de dimensionamento, começando nos conceitos de desenho (topologia ou *layouts*), passando pelas fases preliminares do dimensionamento (cálculo específico), terminando no processo de desenho detalhado e pormenorizado (Kicingier, Arciszewski, & Jong, 2005).

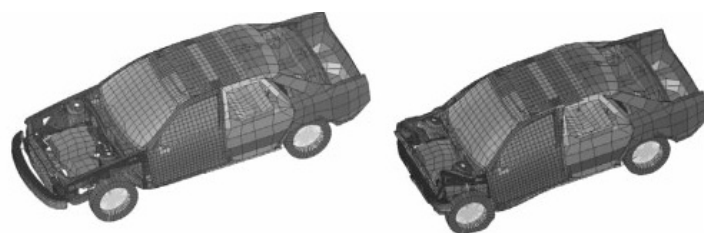


Figura 2.4 Estudo de um automóvel com o método dos elementos finitos (Wu & Qiu, 2008).

A crescente sofisticação dos programas, a sua fácil disponibilidade, velocidade de processamento elevada, adaptabilidade a outras componentes tecnológicas e os custos

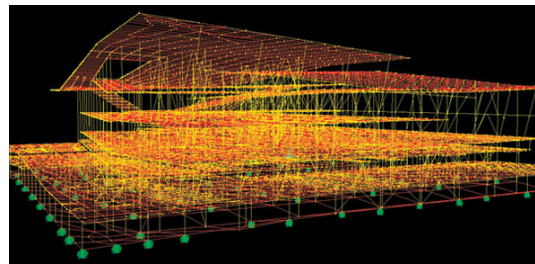
cada vez mais diminuídos criaram neste novo milênio um forte impacto no setor da engenharia civil que acabou por eliminar fortes obstáculos que se opunham à materialização e à segurança de complexas obras arquitetônicas. Na Figura 2.5 apresentam-se as engenhosas torres “Absolute World” e na Figura 2.6 o centro de convenções de Vancouver com um modelo de elementos finitos em SAP2000.



Figura 2.5 As Torres “Absoulte World” em Mississauga no Canadá giram em forma de “torção” 180 graus desde o topo até à base.



(a)



(b)

Figura 2.6 (a) Centro de convenções de Vancouver e (b) Modelo de elementos finitos em SAP2000 (<http://www.structurearchives.org>).

2.3 Fundamentos de dinâmica de estruturas

Nesta secção serão descritos os principais fundamentos de dinâmica de estruturas que envolvem a análise de modelos matemáticos com um e com vários graus de liberdade no domínio do tempo e da frequência. São abordados também os fundamentos teóricos relativos à análise modal e à transformação de coordenadas estruturais em coordenadas modais.

2.3.1 Modelos com 1 grau de liberdade

Por forma a caracterizar o comportamento dinâmico de uma estrutura é necessário considerar-se um modelo matemático capaz de descrever de forma aproximada o funcionamento estrutural, bem como a idealização das ações. O sistema de 1 grau de liberdade (1 G.L.), também denominado por oscilador de 1 G.L. é representado pelas propriedades físicas habituais como se de um edifício de um piso se tratasse, nomeadamente a massa (m), a rigidez (k) e o amortecimento (c), como se apresenta na Figura 2.7.



Figura 2.7 Sistema de 1 G.L.: (a) Modelo clássico matemático e (b) diagrama de corpo livre.

Na Figura 2.7 b) verifica-se que é possível idealizar as forças que estão subjacentes às diferentes propriedades físicas, tais como a força elástica ($F_e(t)$), a força de amortecimento ($F_a(t)$) e a força de inércia ($F_i(t)$), através do diagrama de corpo livre. Em ambas as figuras estão também representados os vetores do deslocamento e da força externa resultante, ao longo do tempo ($u(t)$ e $f(t)$). A relação entre as propriedades físicas e as ações é expressa através da seguinte equação de equilíbrio:

$$F_i(t) + F_a(t) + F_e(t) = f(t) \quad (2.1)$$

As forças elásticas são proporcionais aos deslocamentos e dependem da rigidez da estrutura. Da mesma forma as forças de amortecimento (viscoso) são proporcionais e dependem do amortecimento. E por último as forças de inércia que são proporcionais à aceleração e dependem da massa que a estrutura possui.

As grandezas físicas anteriores podem ser expressas, respetivamente, através das seguintes equações:

$$f_e = k \cdot u(t) \quad f_a = c \cdot \dot{u}(t) \quad f_i = m \cdot \ddot{u}(t) \quad (2.2)$$

Em que, k , c e m representam as constantes de rigidez, amortecimento e massa. $u(t)$, $\dot{u}(t)$ e $\ddot{u}(t)$ são as componentes de deslocamento, velocidade e aceleração, ao longo do tempo.

Substituindo na equação (2.1) as expressões das equações (2.2) resulta a equação diferencial de segunda ordem, classificada como equação do movimento:

$$m \cdot \ddot{u}(t) + c \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t) = f(t) \quad (2.3)$$

O conteúdo mais pormenorizado relativo às constantes e às variáveis apresentadas anteriormente, bem como a explicação detalhada dos modelos matemáticos válidos para os sistemas de 1 G.L. podem ser consultados na literatura específica (Chopra, 1995; W. Clough & Piezen, 2003; Mendes, 2012a).

A resposta do sistema de 1 G.L. pode ser expressa quer no domínio do tempo quer no domínio da frequência. Os pontos seguintes distinguem as características da resposta estrutural nos diferentes domínios.

2.3.1.1 *Análise no domínio do tempo*

Na maioria das situações práticas as ações dinâmicas variam de forma arbitrária ao longo do tempo, como é caso do vento e do sismo, por exemplo. Estas forças, $p(t)$, podem ser interpretadas como uma sequência de múltiplos impulsos de duração infinitesimal. Ao obter a resposta dinâmica para estes impulsos, adquirimos a resposta final do sistema de 1 G.L. pela sobreposição das respostas aos múltiplos impulsos, estando na presença de um sistema linear. A solução da equação (2.3) é obtida partindo das condições iniciais (condições de fronteira) do sistema, que parte das hipóteses de que o deslocamento na posição inicial é nulo e que nessa mesma posição o sistema está em repouso. A aplicação do integral de Duhamel permite obter a resposta deste sistema a uma força arbitrária contínua ao longo do tempo:

$$u_p(t) = \int_0^t f(\tau) \cdot h(t-\tau) d\tau = f(t) * h(t) \quad (2.4)$$

A função $h(t-\tau)$ traduz a resposta a uma força impulsiva unitária aplicada num instante genérico $t = \tau \cdot \omega$ (Chopra, 2012).

A Figura 2.2 apresenta a resposta dinâmica de um edifício de um piso, em deslocamentos, sujeito a uma força com variação harmónica.

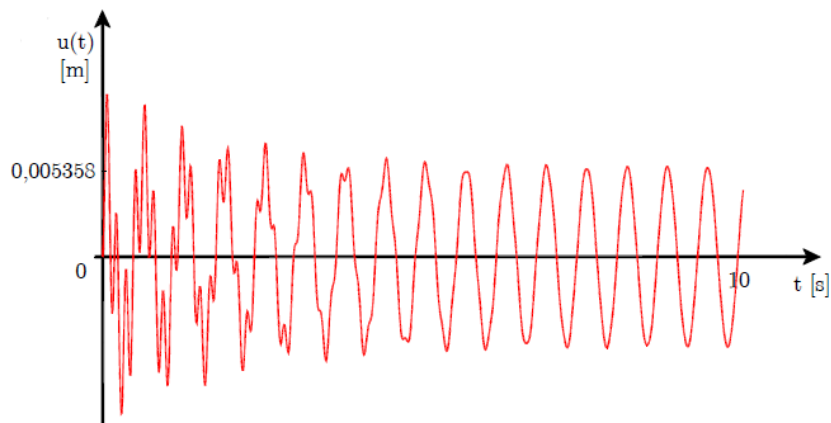


Figura 2.8 Resposta dinâmica de um oscilador de 1 G.L. sujeito a uma força com variação harmónica ao longo do tempo (Mendes, 2012).

2.3.1.2 Análise no domínio da frequência

No ponto anterior demonstrou-se um exemplo da resposta de sistema de 1 G.L. sujeito a uma ação dinâmica, expressa no domínio do tempo, em que se obtinha a respetiva solução através da aplicação do integral de Duhamel. O ponto que se segue abordará a análise da resposta de sistemas estruturais lineares mas agora no domínio da frequência, também conhecida como análise espectral. Para obter a solução da equação (2.3) são abordados os conceitos das Séries de Fourier e as transformadas de Fourier e de Laplace.

O princípio fundamental que sustenta as teorias de Fourier, afirma que uma função definida ao longo do tempo com um determinado comprimento de onda T , pode ser representada através da soma de um número infinito de funções sinusoidais (ou ondas), com o mesmo comprimento de onda (T). A equação seguinte traduz esse somatório, num dado intervalo T , de comprimento T , originando a série de Fourier:

$$f_T(t) = v_{\text{med.}} + \sum_{n=1}^{\infty} \text{onda } n = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} [a_n \cdot \cos(\omega_n \cdot t) + b_n \cdot \text{sen}(\omega_n \cdot t)], \omega_n = \Delta\omega \quad (2.5)$$

Este princípio acabou por se explorado por Laplace juntamente com a fórmula de Euler dos números complexos, que por manipulação matemática originou o conceito de transformada de Fourier:

$$f(t) = F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \cdot e^{i\omega_n t} d\omega, F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \cdot e^{i\omega_n t} dt \quad (2.6)$$

A aplicação da Transformada de Fourier à equação (2.3) permite transforma-la num equação algébrica (complexa), de fácil resolução, bastando para isso multiplicar a primeira por $i\omega$:

$$\mathcal{F}(m \cdot \ddot{u}(t) + c \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t)) = \mathcal{F}(f(t)) \quad (2.7)$$

A equação anterior é equivalente a:

$$-m\omega^2 U(\omega) + i c \omega U(\omega) + k U(\omega) = F(\omega) \quad (2.8)$$

$U(\omega)$ é uma função complexa definida no domínio da frequência e representa a transformada da função $u(t)$:

$$U(\omega) = \frac{F(\omega)}{(k - m \omega^2) + i c \omega} = H(\omega) F(\omega) \quad (2.9)$$

Em que a expressão seguinte designa a função de resposta em frequência (FRF) de um oscilador de 1 G.L.

$$H(\omega) = \frac{1}{(k - m\omega^2) + i c \omega} = \frac{1/m}{(\omega_n - \omega) + i(2\xi\omega_n\omega_n)} \quad (2.10)$$

A FRF surgiu como uma necessidade de solucionar problemas numéricos que surgem na solução da transformada discreta de Fourier (TDF)² e quando se analisa a resposta de um sistema estrutural a excitações que variam arbitrariamente no tempo. O desenvolvimento desta solução (Cooley and Tukey) permite determinar com maior aproximação, no domínio da frequência, o comportamento do sistema de 1 G.L. através da transformação da sua excitação na sua resposta (Carrelo Carvalho, 2013; Chopra, 2012).

2.3.2 Modelos com Vários Graus de Liberdade

Se num modelo com 1 G.L. é estabelecida uma equação de equilíbrio, então para modelos com vários graus de liberdade são estabelecidas tantas equações quanto o número de graus de liberdade considerados. Uma forma matemática de albergar várias equações é o sistema matricial, pelo que a equação diferencial do modelo apresenta-se na seguinte forma:

$$\underline{m} \cdot \ddot{\underline{u}}(t) + \underline{c} \cdot \dot{\underline{u}}(t) + \underline{k} \cdot \underline{u}(t) = \underline{f}(t) \quad (2.11)$$

Nesta expressão \underline{m} representa a matriz de massa, \underline{c} a matriz de amortecimento e \underline{k} a matriz de rigidez, enquanto $\ddot{\underline{u}}(t)$, $\dot{\underline{u}}(t)$ e $\underline{u}(t)$ representam, na mesma sequência os vetores de aceleração, velocidade e deslocamento. $\underline{f}(t)$ representa o vetor de forças exteriores aplicadas em cada grau de liberdade.

A equação (2.11) corresponde a um sistema de n equações diferenciais lineares de 2ª ordem dependentes (acopladas) a n incógnitas, tornando a sua resolução uma operação árdua.

Uma forma de determinar os modos de vibração e as respetivas frequências naturais é através da análise modal, em que as soluções ficam associadas a problemas de valores e vetores próprios como se verá detalhadamente em 2.3.2.1

O conceito de coordenadas modais permite resolver, de forma capaz o sistema de equações acopladas da equação (2.11), baseando-se na transformação de um sistema de

² A TFD representa a resposta estacionária de um sistema perante uma excitação arbitrária num determinado período (periodic extension)

n equações de 2ª ordem acopladas num sistema de n equações de 2ª ordem independentes (desacopladas).

2.3.2.1 *Análise Modal*

Caso os sistemas estruturais considerem inicialmente o amortecimento nulo e sem forças exteriores aplicadas, os seus valores e vetores próprios correspondem, respetivamente às frequências naturais e aos modos de vibração, passando a equação (2.11) a tomar a seguinte forma:

$$\underline{m} \cdot \ddot{\underline{u}}(t) + \underline{k} \cdot \underline{u}(t) = \underline{0} \quad (2.12)$$

A equação anterior afirma que o estudo do sistema considerado é baseado na análise do movimento em regime livre sem amortecimento. Perante estas condições a estrutura durante a oscilação apresenta determinada frequência angular natural, em que o seu deslocamento é dado por:

$$\underline{u}(t) = \underline{\phi} \cos(\omega t - \varphi) \quad (2.13)$$

Em que $\underline{\phi}$ representa o vetor da configuração modal (modo de vibração) e φ a fase. Se a equação anterior for derivada duas vezes em ordem ao tempo obtém-se a expressão das acelerações:

$$\ddot{\underline{u}}(t) = -\omega^2 \underline{\phi} \cos(\omega t - \varphi) \quad (2.14)$$

Substituindo as equações (2.14) e (2.13) na equação (2.12) obtém-se:

$$[\underline{k} - \underline{m}\omega_n^2] \underline{u}(t) = \underline{0} \quad (2.15)$$

Aplicando na equação (2.15) o determinante nulo da matriz principal obtém-se uma solução não nula, originando um problema de valores e vetores próprios, que representam, respetivamente, as frequências naturais e os modos de vibração, ou seja, a cada frequência ω corresponde um único modo de vibração $\underline{\phi}$. Estes vetores, que representam os modos de vibração, apresentam um conjunto de propriedades designadas por condições de ortogonalidade que serão apresentadas em 2.3.2.2.

2.3.2.2 *Condições de ortogonalidade e normalização*

As condições de ortogonalidade traduzem-se pelas seguintes equações:

$$\underline{\phi}_n^T \underline{k} \underline{\phi}_r = 0, \underline{\phi}_n^T \underline{m} \underline{\phi}_r = 0 \quad (2.16)$$

A primeira traduz a ortogonalidade em relação à matriz de rigidez e a segunda em relação à matriz de massa.

Quando a estrutura oscila segundo uma determinada frequência os modos de vibração apenas representam a configuração da estrutura, pelo que o valor absoluto das componentes do vetor de cada modo não revela nenhum significado. A relação entre os componentes do vetor traduz qualitativamente a forma de vibração da estrutura para determinado modo (vetor). Uma das vias de representar essa configuração é de normalizar os modos de vibração para facilitar essa interpretação e comparação entre os componentes. A normalização pode ser feita relativamente a um dado elemento, valor máximo, à norma do vetor ou relativamente à matriz de massa, sendo a última a mais utilizada, que se obtém aplicando:

$$\hat{\underline{\phi}}_n = \frac{\underline{\phi}_n}{\sqrt{\underline{\phi}_n^T \underline{m} \underline{\phi}_n}} = \frac{\underline{\phi}_n}{\sqrt{m_{m,n}}} \quad (2.17)$$

Como consequência desta normalização resulta a seguinte igualdade:

$$\hat{\underline{\Phi}}^T \underline{m} \hat{\underline{\Phi}} = \underline{I} \quad (2.18)$$

Na equação anterior $\hat{\underline{\Phi}}$ é a matriz modal (com os modos normalizados em relação à matriz de massa), e \underline{I} é a matriz identidade.

Este processo permite obter um outro resultado importante, que envolve a matriz de rigidez e que se traduz na seguinte equação:

$$\hat{\underline{\Phi}}^T \underline{k} \hat{\underline{\Phi}} = \underline{\Omega}^2 \quad (2.19)$$

A expressão seguinte resulta da normalização em relação à matriz de amortecimento:

$$\hat{\underline{\Phi}}^T \underline{c} \hat{\underline{\Phi}} = \underline{2\xi\omega} \quad (2.20)$$

Na expressão (2.19) $\underline{\Omega}^2$ é uma matriz diagonal que contém na sua diagonal principal o quadrado dos valores da frequência angular natural, associado a cada modo de vibração e normalmente designada por matriz espectral. Na expressão (2.20) $\underline{2\xi\omega}$ representa a matriz de amortecimento normalizada em relação à matriz de massa.

2.3.2.3 Coordenadas modais

O sistema de equações estipulado em (2.11) é um sistema de equações diferenciais, em que as equações são dependentes entre si (acopladas). Assim neste ponto será descrita de forma sucinta uma via de obter um sistema de equações desacopladas através do conceito de *coordenadas modais*. A alteração de referenciais é o primeiro objetivo e, para tal, as seguintes expressões são manipulações matemáticas com necessidade de serem demonstradas:

$$\hat{\Phi} \hat{\Phi}^{-1} = \underline{I} \quad (2.21)$$

Ao multiplicar todos os membros da equação (2.11) por $\hat{\Phi}^T$ e aplicando em seguida a equação (2.21) ao primeiro membro obtém-se:

$$\hat{\Phi}^T \underline{m} \cdot \ddot{\underline{u}}(t) + \hat{\Phi}^T \underline{c} \cdot \dot{\underline{u}}(t) + \hat{\Phi}^T \underline{k} \cdot \underline{u}(t) = \hat{\Phi}^T \underline{f}(t) \quad (2.22)$$

$$\hat{\Phi}^T \underline{m} \hat{\Phi} \hat{\Phi}^{-1} \ddot{\underline{u}}(t) + \hat{\Phi}^T \underline{c} \hat{\Phi} \hat{\Phi}^{-1} \dot{\underline{u}}(t) + \hat{\Phi}^T \underline{k} \hat{\Phi} \hat{\Phi}^{-1} \underline{u}(t) = \hat{\Phi}^T \underline{f}(t) \quad (2.23)$$

Ao substituir as equações (2.18), (2.19) e (2.20) na expressão anterior resulta:

$$\underline{I} \hat{\Phi}^{-1} \ddot{\underline{u}}(t) + \underline{2\xi\omega} \hat{\Phi}^{-1} \dot{\underline{u}}(t) + \underline{\Omega^2} \hat{\Phi}^{-1} \underline{u}(t) = \hat{\Phi}^T \underline{f}(t) \quad (2.24)$$

A mudança de coordenadas poderá ser considerado como o produto da inversa da matriz modal, $\hat{\Phi}^{-1}$, com o vetor dos deslocamentos $\underline{u}(t)$, resultando um novo referencial de coordenadas (*coordenadas modais*), simbolizado por $\underline{u}^*(t)$. De forma analítica o que foi dito neste parágrafo pode ser traduzido nas seguintes equações:

$$\underline{u}^*(t) = \hat{\Phi}^{-1} \underline{u}(t) \Leftrightarrow \underline{u}(t) = \hat{\Phi} \underline{u}^*(t) \quad (2.25)$$

A primeira equação da expressão (2.25) traduz a transformação do vetor deslocamento em coordenadas gerais para coordenadas modais e a segunda equação traduz o contrário. Substituindo a primeira na equação (2.24) obtém-se o sistema de equações que traduz o equilíbrio dinâmico de um sistema de múltiplos graus de liberdade, em coordenadas modais:

$$\underline{I} \ddot{\underline{u}}^*(t) + \underline{2\xi\omega} \dot{\underline{u}}^*(t) + \underline{\Omega^2} \underline{u}^*(t) = \hat{\Phi}^T \underline{f}(t) \quad (2.26)$$

Caso o sistema possua amortecimento nulo e em regime livre a equação anterior fica reduzida à expressão seguinte:

$$\underline{I} \ddot{\underline{u}}^*(t) + \underline{\Omega^2} \underline{u}^*(t) = 0 \quad (2.27)$$

2.3.2.4 *Análise no domínio do tempo*

Da mesma forma que ficou demonstrado a determinação da resposta de um oscilador de 1 G.L. no domínio do tempo, em 2.3.1.1, é válido o mesmo método – integral de Duhamel - para um sistema com vários graus de liberdade.

2.3.2.5 *Análise no domínio da frequência*

Para representar a resposta de um sistema de vários graus de liberdade no domínio da frequência a equação (2.11) deverá ser escrita nesse domínio, de forma similar à descrita em 2.3.1.2, através das transformadas de Fourier:

$$-\underline{m} \omega^2 \underline{U}(\omega) + \underline{c} \omega \underline{U}(\omega) + \underline{k} \underline{U}(\omega) = \underline{F}(\omega) \quad (2.28)$$

Recorrendo a manipulações matemáticas, é possível simplificar a expressão anterior, obtendo-se:

$$[(\underline{k} - \underline{m} \omega_n^2) + i \omega \underline{c}] \underline{U}(\omega) = \underline{F}(\omega) \quad (2.29)$$

Assim como ficou demonstrado em (2.9), resulta igualmente a seguinte equação:

$$\underline{U}(\omega) = \underline{H}(\omega) \underline{F}(\omega) \quad (2.30)$$

Em que $\underline{H}(\omega)$ é a matriz das funções de resposta no domínio da frequência (FRF) e $\underline{U}(\omega)$ o vetor correspondente à transformada de Fourier (TF) dos deslocamentos e $\underline{F}(\omega)$ é o vetor que representa a transformada de Fourier das forças.

Determinar a matriz FRF a partir da equação anterior é um processo que mesmo computacionalmente torna-se dispendioso, pelo que o recurso a coordenadas modais facilita o cálculo da matriz $\underline{H}(\omega)$, transformando-a num conjunto de equações diferenciais independentes, através da seguinte expressão:

$$\underline{H}(\omega) = \underline{\hat{\phi}} \underline{H}^*(\omega) \underline{\hat{\phi}}^T \quad (2.31)$$

Em que $\underline{H}^*(\omega)$ é uma matriz diagonal e contém os valores das FRF das diferentes equações diferenciais, $\underline{H}(\omega)$ e $\underline{\hat{\phi}}$ são a matriz das FRF e matriz modal, respetivamente.

2.4 Considerações Finais

Neste capítulo foram apresentados os conceitos fundamentais da dinâmica, No âmbito da engenharia civil, a dinâmica estrutural baseia-se na equação do movimento estabelecida para um modelo físico composto por uma massa e características de rigidez e amortecimento. Consoante o número de G.L. desse modelo, essa equação é tomada (ou não) como um sistema matricial, sendo cada equação de movimento associada a um grau de liberdade. A resposta desse sistema (modelo) a ações pode ser analisada quer no domínio do tempo ou da frequência.

O capítulo seguinte será dedicado à análise do comportamento dinâmico de estruturas de betão armado e às técnicas mais correntes utilizadas para descrever a resposta às ações ambientais. Tais técnicas são suportadas pelos princípios fundamentais teóricos abordados neste capítulo.

3

COMPORTAMENTO DINÂMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

3.1 Considerações iniciais

Este capítulo destina-se a descrever o comportamento dinâmico de edifícios de betão armado e de que forma é influenciado pelas suas características estruturais e pela sua envolvente. É feita uma comparação entre as soluções porticadas em betão armado face a edifícios mais antigos, como por exemplo, os edifícios “Gaioleiros”. Em seguida, no âmbito das estruturas em pórtico de betão armado, é caracterizada a forma como certos elementos não estruturais podem influenciar, significativamente, o seu comportamento dinâmico, isto é, como intervêm na rigidez global da estrutura. Destacando-se a influência de painéis de enchimento de alvenaria de tijolo e a existência de juntas, face à influência destes no comportamento dinâmico do edifício em estudo. Posteriormente, são descritos vários meios de caracterizar o comportamento dinâmico de edifícios a ações ambientais, nomeadamente métodos experimentais e métodos numéricos. Os métodos experimentais compreendem os ensaios de vibração ambiental, ensaios de vibração forçada e ensaios em regime livre. Os métodos numéricos envolvem o desenvolvimento de modelos numéricos da estrutura a partir dos quais é efetuada a análise dinâmica. Simultaneamente são descritos os aspetos mais importantes e as condicionantes que cada método apresenta, salientando-se a possibilidade de calibrar os modelos numéricos utilizando resultados experimentais.

3.2 Estruturas em pórtico e mistas de betão armado

Os sistemas estruturais constituídos por pórticos de betão armado são uma solução muito corrente para a conceção de edifícios, pontes ou outras estruturas (ver Figura 3.7). Em Portugal é também uma opção frequentemente adotada por ser vantajosa em termos estruturais.

Estruturas de médio e grande porte são hoje tipicamente construídas em betão armado, e mais raramente em alvenaria (exclusivamente). No entanto, durante muito tempo adotou-se a alvenaria nas construções, desenvolvendo a sua utilização juntamente com outros materiais ao ponto de muitas delas resistirem aos efeitos do próprio tempo e a fenómenos naturais intensos, como são os sismos. Um pouco por todo o país se conhece a existência de edificações, ruínas e afins (ver Figura 3.1), que revelam características e comportamentos que hoje em dia inspiram muitos estudos.



Figura 3.1 Construções antigas em alvenaria: (a) Cidade romana datada do século IX, Conimbriga, (b) Fortaleza Islâmica datada do século IX, Marvão (<http://monumentosportugues.blogspot.pt>) e (c) Edifício “Gaioleiro”, posterior ao terramoto de 1755, Lisboa (H. Miguel & Andrade, 2011).

A Figura 3.1 (c) representa um tipo de edifício que surgiu na reconstrução e expansão da cidade de Lisboa depois do sismo de 1755. Apesar de ter sido o primeiro modelo antissísmico, adotado no plano do Marquês de Pombal, a partir da segunda metade do século XIX os edifícios “Gaioleiros” regrediram na sua qualidade, apresentando elevada vulnerabilidade sísmica devido ao abandono de uma estrutura de travamento em madeira – gaiola Pombalina (H. Miguel & Andrade, 2011). As paredes resistentes desses edifícios são constituídas por alvenaria ordinária de pedra calcária irregular ou tijolo maciço assente em argamassa de cal aérea. São nestes elementos que ocorrem os mecanismos de colapso em caso de ocorrência de um sismo, como o deslizamento ou derrubamento (Figura 3.2). Apresentam também falta de rigidez nos planos dos pisos. Na Figura 3.2 (b) percebe-se a carência de resistência das paredes à tração, pelo que origina o aparecimento de fendas verticais.



Figura 3.2 Mecanismos de dano no plano das paredes: (a) Mecanismo global e (b) Mecanismo de piso (Teresa et al., 2013).

A meio do século XX começou-se a introduzir novamente a alvenaria associada a novas formas de dimensionamento e por volta da década de 1950 produziam-se os primeiros tijolos e cimentos de elevada resistência (Sousa, 2003). Estes sistemas estruturais não conseguiram rivalizar com as soluções que se desenvolveram no século XX, caindo em desuso, cedendo a posição de solução estrutural aos sistemas de pórticos de betão armado e/ou de aço permitindo criar estruturas cada vez mais esbeltas e com vãos maiores.

Foram substituídos os pavimentos dos pisos de madeira por lajes maciças de betão armado que descarregam diretamente sobre vigas, conferindo um bom travamento horizontal. Surgiu igualmente a adoção de vigas, do mesmo material no teto do rés-do-chão, que asseguravam a transmissão das cargas dos pisos elevados até às fundações.

Em Portugal desenvolveu-se uma técnica de construção de pilares, trata-se de betonar o pilar posteriormente à execução da parede de alvenaria de tijolo, injetando porções de betão para o interior do tijolo em contacto com o pilar. Isto melhorou significativamente a ligação entre a parede e os pilares concebendo uma aumento de rigidez lateral ao pórtico.

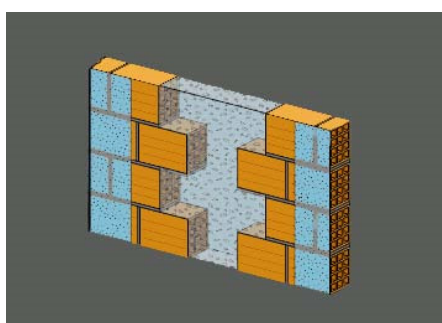


Figura 3.3 Ligação pilar/parede de tijolo (Bhatt, 2007).

As estruturas porticadas de betão armado são na sua essência estruturas constituídas por pilares, vigas e lajes, e mais recentemente por elementos verticais estruturais – paredes estruturais – paredes ou núcleos de betão armado localizados nas caixas de escadas ou nas caixas de elevadores, dando origem ao sistema denominado como “misto”. Esta solução permite controlar os deslocamentos horizontais entre pisos (Bhatt, 2007) e a resistência é assegurada pelo funcionamento em corte das paredes resistentes que recebem os esforços transmitidos pela rigidez das lajes dos pisos no seu próprio plano.

Embora as vigas e pilares possam ser dimensionados para serem tão resistentes quanto o pretendido, em geral as estruturas de pórtico mistas (com paredes estruturais) (ver Figura 3.4 (b)) tenderão a ser muito mais rígidas quando comparadas com estruturas constituídas apenas por pórticos.

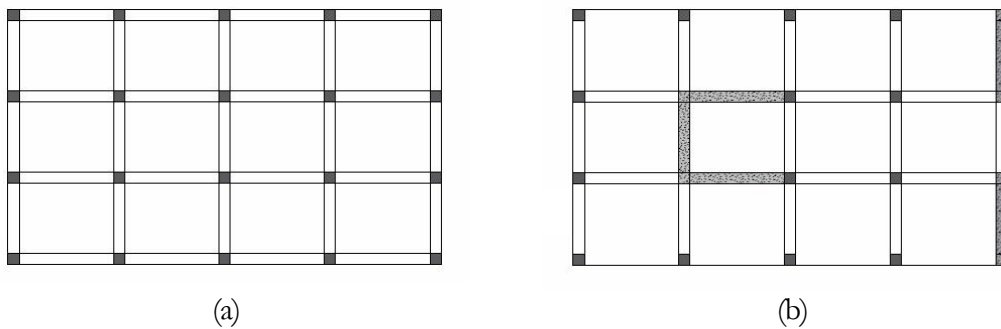


Figura 3.4 Planta de estrutura em: (a) pórtico e (b) mista (Bhatt, 2007).

Outros fatores podem influenciar o comportamento dinâmico da estrutura, tais como a configuração, a geometria e simetria, em planta, a regularidade em altura e a ductilidade. Relativamente à simetria, um grande desfaseamento entre o centro de rigidez e o centro de massa podem induzir uma resposta da estrutura à torção desfavorável. A presença simétrica de paredes estruturais pode uniformizar as diferenças de rigidez, sobretudo aumentar a rigidez à torção e diminuir os seus efeitos.

A diferença de dimensões em planta, dos pisos em altura provoca tensões ou forças concentradas e modificam as características dinâmicas exigindo propriedades dúcteis nas zonas de descontinuidade.

No que toca à envolverência de uma estrutura, as construções adjacentes e a topografia local condicionam a resposta da estrutura quando excitada.

Nas construções adjacentes, no casos de edifícios separados apenas por uma junta e se esta for devidamente projetada permite que as partes separadas exibam comportamentos adequados face à intensidade, direção e sentido das vibrações. Para vibrações de pequena amplitude, como é o caso das vibrações ambientais, poderá considerar-se que os deslocamentos são uniformizados devido às forças na superfície de contacto entre empenas, não existindo descontinuidades, nem colisões (Bhatt, 2007). A variabilidade da ação sísmica e a existência de descontinuidades provocam maior amplitude de movimento às estruturas, podendo até oscilarem em oposição de fase de tal ordem que a dimensão dada à largura da junta não é suficiente para evitar a colisão – *pounding* – ver Figura 3.5.



Figura 3.5 Efeitos da colisão de edifícios adjacentes após o sismo de 1999, Atenas (<http://www.nexus.globalquakemodel.org/>).

Relativamente à topografia local pode apresentar condicionalismos ao comportamento das estruturas, sobretudo na implantação de edifícios em encostas ou aterros. Nas encostas há o risco de escorregamento global desta, arrastando consigo toda a massa de solo que suporta o edifício, definida pela superfície de deslizamento (ver Figura 3.6) pondo em risco as construções a jusante. Estudos feitos no âmbito sísmico, mostraram que os danos mais severos surgiam em edifícios implantados em aterros, relativamente aos situados sobre escavações, podendo-se concluir que os aterros são mais suscetíveis a vibrações (Bhatt, 2007).

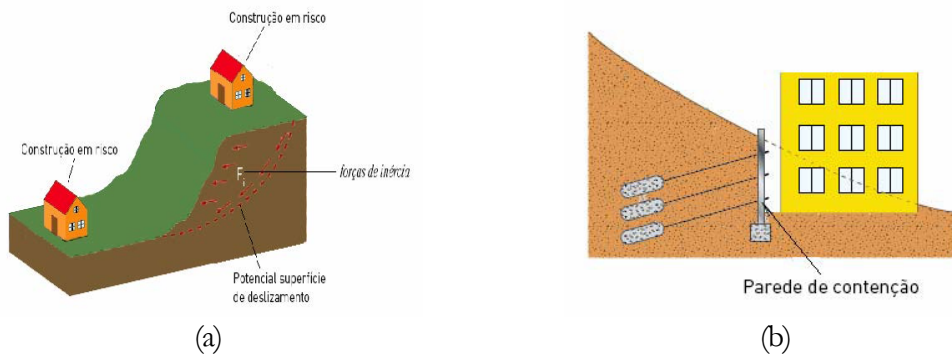


Figura 3.6 (a) Formação superfície de deslizamento e (b) Possível solução de contenção em encostas (Adaptado (Bhatt, 2007)).

Segundo alguns autores (LNEC, 2014) nas estruturas em pórtico, a rigidez e resistência relativa entre vigas e pilares podem ser determinantes na resposta a vibrações, sobretudo nos sismos. As regras atuais de dimensionamento sísmico destas estruturas impõem que a resistência dos pilares seja superior à das vigas que com eles se cruzam nos nós, de forma a assegurar que a rotura por flexão das vigas ocorra mais cedo do que a dos pilares, dando origem à formação de mecanismos de dissipação estáveis.

Como neste trabalho existe um ponto de encontro entre a caracterização dinâmica de edifícios e o estudo da vulnerabilidade sísmica pois este último depende das condições de rigidez e massa das estruturas, de seguida apresentam-se algumas causas de instabilidade das estruturas face à ação dos sismos (LNEC, 2014):

- Ausência de dimensionamento sísmico específico ou de conceção e dimensionamento inadequados;
- Baixa ductilidade dos elementos de betão armado por insuficiência ou ausência de confinamento dos varões da armadura longitudinal, em especial nos nós viga-pilar;
- Concentração de exigências em zonas localizadas devido a irregularidades;
- Existência de pisos vazados sem paredes resistentes;

- Interação da estrutura com paredes não-estruturais que pode induzir esforços de torção e concentrações de tensões não previstos;
- Elevada flexibilidade de alguns edifícios sem consideração das distâncias adequadas entre edifícios;
- Ausência de conservação adequada das estruturas, em particular associada à existência de danos anteriores não reparados;

Em suma, constata-se que o comportamento dinâmico é influenciado tanto por fatores relativos à própria estrutura como pela sua envolvência. O surgimento do betão e das soluções em pórtico veio corrigir e substituir as construções de alvenaria. Apesar de não ter sido completamente extinta, a adoção de alvenaria é correntemente aplicada no preenchimento dos pórticos. A necessidade de rentabilizar o espaço e construir edifícios com maior comprimento, em planta, conduziu os projetistas a implementar a junta sísmica nas discontinuidades entre edifícios contíguos. Recentemente surgiram recomendações e normas destinadas ao espaçamento a adotar entre edifícios, ou à aplicação de juntas que colmatem essas discontinuidades (EC8, 2010).

Nos pontos seguintes aborda-se o estudo da influência destes elementos não estruturais, discutindo-se a viabilidade de os contabilizar em estudos de comportamento dinâmico de edifícios.

3.3 Influência de painéis de enchimento de alvenaria de tijolo em edifícios de betão armado

Nesta secção estuda-se a influência de painéis de enchimento de alvenaria de tijolo em edifícios de betão armado sugerindo-se, posteriormente, métodos numéricos que simulem o comportamento desses painéis. Primeiramente descreve-se a presença desses painéis como um elemento não estrutural e que pode tanto desfavorável como favorável ao comportamento do pórtico que lhe está adjacente. Numa segunda parte descrevem-se essencialmente dois métodos numéricos: a micro-modelação e a macro-modelação. Pelo facto de a macro-modelação ser mais prática, quando aplicada ao caso de estudo, aborda-se com maior detalhe os métodos sugeridos por vários autores.

3.3.1 Comportamento estrutural de pórticos de betão armado preenchidos com painéis de alvenaria

A alvenaria aparece correntemente em paredes de preenchimento nas estruturas de pórtico de betão armado (ver Figura 3.7) com influência no seu comportamento dinâmico, nomeadamente se as alvenarias estiverem bem ligadas aos elementos de betão armado. É frequente desprezar a contribuição destas paredes para a resistência sísmica dos edifícios e admitir-se que a resposta das estruturas a vibrações é essencialmente assegurada pelos elementos estruturais de betão armado (pilares, vigas e paredes resistentes) devendo no entanto esta hipótese ser considerada com alguma precaução. De facto, as alvenarias de preenchimento conferem rigidez às estruturas e podem contribuir significativamente para a sua resistência sísmica, enquanto não se verificar a sua fendilhação generalizada ou colapso. Por outro lado, a ocorrência de fendilhação ou colapso das alvenarias não será em geral uniforme em toda a estrutura, o que obviamente pode introduzir irregularidades com efeitos não desprezáveis na sua resposta sísmica.



Figura 3.7 Exemplos de edifícios em pórtico de betão armado preenchidos com painéis de alvenaria de tijolo. (<http://www.nexus.globalquakemodel.org/>).

Em Portugal predomina a construção com estrutura em pórticos de betão armado preenchidos com painéis de alvenaria de tijolo. A parede dupla é uma solução quase universal para eliminar problemas relacionados com a estanqueidade, com o conforto térmico e acústico e elimina muitos riscos associados à segurança na construção (resistência mecânica e ao fogo). As paredes de alvenaria de tijolo são na sua essência uma delimitação de espaços na definição da envolvente de construções. Estas características indicam que não são elementos estruturais, pelo que muitas vezes, a sua presença é desprezada pelos projetistas, admitindo que os resultados obtidos relativos

ao dimensionamento de elementos estruturais estão do lado da segurança (Oliveira, 1995). Isto é verdade considerando apenas as ações verticais. O mesmo não é aceitável para as ações horizontais de grande intensidade, como a ação sísmica.

A observação de danos causados por sismos sobre estruturas de betão armado preenchidas por paredes de alvenaria (ver Figura 3.8) permitiram concluir que estas influenciam o comportamento dinâmico daquelas estruturas, em termos de rigidez, resistência, massa, e energia dissipada, pelo que a sua consideração quer em projeto sísmico ou numa modelação numérica poderá ser indispensável.



Figura 3.8 Patologias nos pilares e nos painéis devido à existência de grandes aberturas.

Por se tratarem, também, de elementos mais frágeis que o betão e o aço condicionam o comportamento estático e dinâmico da estrutura. Possuem alguma capacidade de dissipação de energia e quando estes elementos apresentam patologias locais conduzem a acréscimos de esforços aos elementos estruturais adjacentes.

A existência de aberturas nos panos de alvenaria, como janelas, portas ou patamares, provocam nos pilares adjacentes esforços maiores de corte que não são contabilizados em projeto, uma vez que maioritariamente as paredes de alvenaria ou não são modeladas ou são modeladas não tendo em conta a presença das aberturas (Milheiro, 2008). Ora, a existência do painel aumenta a rigidez lateral ao troço do pilar que lhe está adjacente, mas devido à existência de um troço sem painel (abertura) aumenta a sensibilidade às deformações nessa porção de pilar levando ao aparecimento de fendas na direção dos cantos comprimidos (ver Figura 3.9). A pormenorização da armadura neste troço não é dimensionada tendo em conta este mecanismo. Este troço é usualmente designado por “captive-column” (Guevara & Garcia, 2005) e é ilustrado na Figura 3.9.

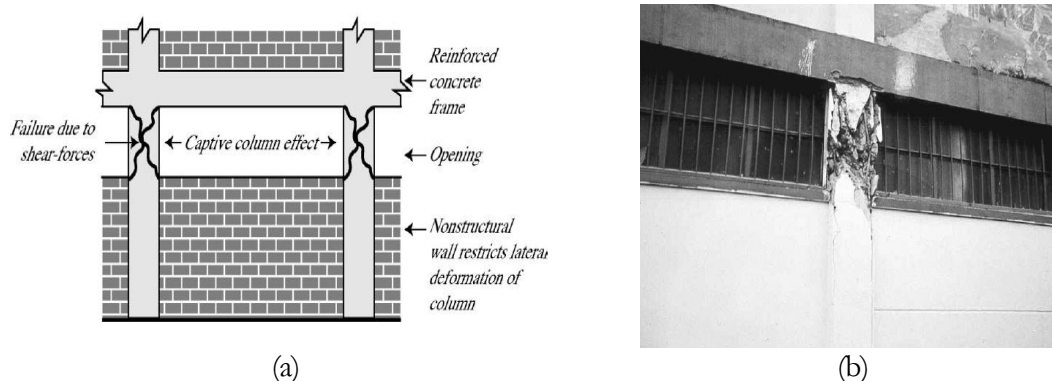


Figura 3.9 Captive-column: (a) Modelo do mecanismo de captive-column e (b) danos no pilar devido ao efeito de captive-column (Guevara & Garcia, 2005).

Outra situação em que é sentida a influência dos painéis de alvenaria é a correspondente a irregularidades e descontinuidades na distribuição de rigidez e massa em altura que originam deformações excessivas nessas zonas críticas, perante ações horizontais. Isto acontece nos casos de edifícios que têm um andar vazado destinados a estabelecimentos comerciais ou garagens. Para ações horizontais de grande intensidade como é o caso de um sismo, esta situação torna-se mais evidente, quando isto ocorre nos pisos térreos e que por vezes ocorrem as roturas dos pilares e o colapso do piso – “soft-storey” (Carvalhido, 2009).



Figura 3.10 Mecanismos de soft-storey (Carvalhido, 2009).

Estudos recentes, experimentais e analíticos, indicam que as propriedades do conjunto não consistem no simples somatório das propriedades individuais do pórtico e da alvenaria (Al-chaar, 2002).

A contribuição dos painéis de enchimento de alvenaria não é apenas desfavorável. Como já foi referido confere um aumento da rigidez lateral quando comparada à da estrutura sem painéis e reduz significativamente os deslocamentos ao nível dos pisos aumentando a estabilidade estrutural. O facto de serem elementos ditos “não-estruturais” não impede a sua capacidade de absorver as cargas verticais transmitidas aos elementos verticais aliviando os esforços nos últimos. O conjunto pilares-paredes, possui uma capacidade de dissipação da energia por histerese (Carvalhido, 2009). No

entanto a não contabilização da contribuição destes elementos pode conduzir a efeitos não esperados.

Polyakov, na década de 50, descreveu o comportamento do mecanismo complexo de interação entre as paredes e a estrutura, sujeitas a uma força horizontal aplicada ao nível do piso, dividindo-o em três fases (Milheiro, 2008):

- Numa fase inicial o conjunto apresenta um comportamento monolítico, com uma capacidade de carga elevada e sem fendilhação significativa. Esta fase termina com o aparecimento das primeiras fendas;
- A fase seguinte acontece quando há progressão dessas fendas ao longo da diagonal do painel que são consequências da transmissão de tensões da parede para os cantos comprimidos, funcionando este como uma biela diagonal equivalente;
- A terceira fase caracteriza-se pela expansão das fendas à medida que a carga aumenta até que a parede de alvenaria entra em colapso. Devido à resistência inferior das argamassas de ligação relativamente aos blocos de alvenaria, surgem esforços de tração que originam fendas ao longo das juntas de argamassa de ligação.

A Figura 3.4 representa as três fases do mecanismo de interação entre a parede de alvenaria e a estrutura:

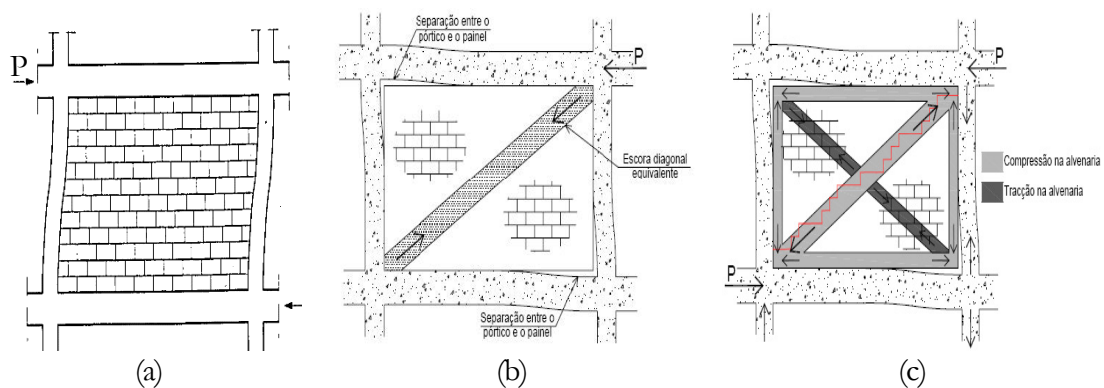


Figura 3.11 (a) Primeira Fase, (b) segunda Fase e (c) terceira fase (Milheiro, 2008).

Dado o comportamento destes elementos, em conjunto com outros elementos estruturais e a influência que manifestam no comportamento global da estrutura torna-se indispensável a sua consideração numa análise estrutural, quer seja estática ou dinâmica.

No próximo ponto serão descritos de forma sucinta os principais métodos de modelação da contribuição dos painéis de enchimento de alvenaria em sistemas constituídos por pórticos de betão armado na conceção de modelos numéricos.

3.3.2 Modelação do comportamento estrutural de painéis de enchimento de alvenaria de tijolo

Sumariamente existem dois métodos distintos de modelar o comportamento de painéis de enchimento de alvenaria em estruturas em pórtico de betão armado: o método das bielas diagonais equivalentes e o método dos elementos finitos. O primeiro método foi introduzido por Polyakov (1957) com base em resultados obtidos analiticamente e na observação do comportamento dos modelos ensaiados, admitindo que a parede funcionava como uma barra diagonal comprimida (Oliveira, 1995). No método dos elementos finitos é necessário considerar o seu comportamento não linear, implicando a discretização do painel em elementos de tijolo separados dos elementos de argamassa, através de junta (micro-modelação) (Milheiro, 2008).

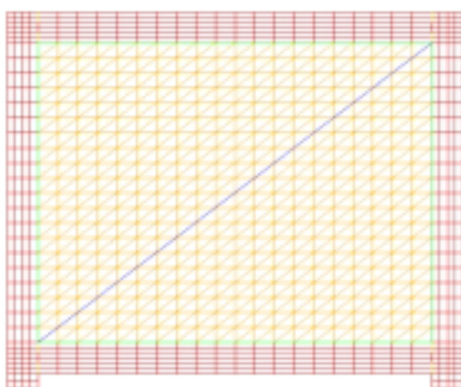


Figura 3.12 Malha de elementos finitos na modelação de um painel de alvenaria (Alvarenga, 2002).

Facilmente se antecipa uma exausta modelação de todos estes elementos e em particular nos casos com múltiplos painéis de enchimento. Apesar de ser o método mais fiel à realidade, por estes motivos, é frequentemente utilizado em estudos específicos que tenham como fim uma investigação aprofundada e detalhada.

O método da biela diagonal equivalente será explicado de seguida por ser mais atrativo do ponto de vista prático e por conduzir a uma simulação realista da interação entre o painel de alvenaria e o pórtico adjacente. Trata-se de uma técnica preconizada em regulamentos e aplicado em diversos estudos direccionados para análises dinâmicas de edifícios porticados de betão armado preenchidos com painéis de alvenaria de tijolo (Al-chaar, 2002; Carvalhido, 2009; Oliveira, 1995).

3.3.2.1 Método da biela equivalente

O método introduzido por Polyakov (1957) foi posteriormente desenvolvido por Stafford Smith *et al.* (1962, 1966, 1967, 1968, 1969). Os seus trabalhos experimentais

assentavam no princípio que perante uma solicitação horizontal de baixa intensidade, as estruturas reticuladas preenchidas por paredes exibem um comportamento monolítico podendo-se admitir o comportamento linear dos materiais.

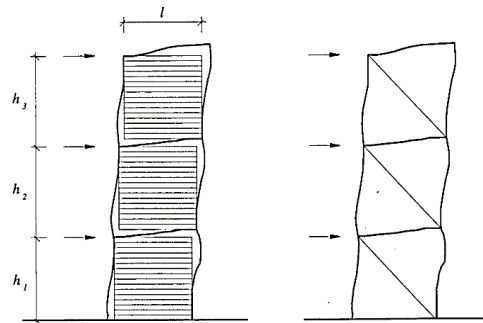


Figura 3.13 Idealização da “biela diagonal equivalente”.

Inicialmente o estudo assentava em apenas três conceitos (Oliveira, 1995):

- A deformação da barra diagonal equivalente à da parede;
- O comprimento de contacto entre o pórtico e a parede;
- A relação entre a rigidez do pórtico e da parede.

Stafford Smith e Carter (1969) partindo do comprimento de contacto entre a parede e o pórtico estabeleceram a largura equivalente, W , e concluíram que esta dependia do valor da força lateral aplicada ao pórtico. Apresentaram gráficos e ábacos que permitem a determinação da largura equivalente em função do vão-altura, da força aplicada e para diferentes valores de forças que provocam a rotura da parede por compressão.

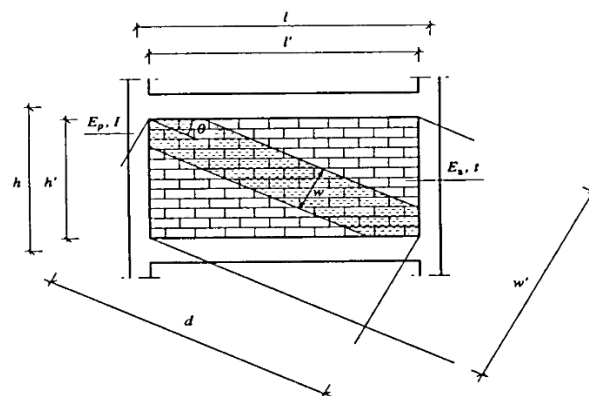


Figura 3.14 Representação da biela equivalente (Oliveira, 1995).

Da Figura 3.14 entende-se que os parâmetros d , h , θ e l são imprescindíveis para a definição de uma biela diagonal e que representam o comprimento da biela, a altura do painel, o ângulo entre o plano horizontal e a diagonal do pórtico e o comprimento do painel, respetivamente.

Uma vez determinada a largura da biela equivalente propuseram um método aproximado para determinar a resistência dos pórticos preenchidos com parede ou

concretamente um parâmetro adimensional que traduz a relação de rigidez entre o pórtico e a parede (λb). A equação seguinte permite o cálculo desse parâmetro para painéis quadrados, baseando-se na Teoria Elástica das Vigas, tendo como hipótese que os pilares se comportam como vigas em meio elástico:

$$\lambda b = b \times \sqrt[4]{\frac{E_a \cdot t}{4 \cdot E_p \cdot I \cdot h'}} \quad (3.1)$$

E para painéis retangulares:

$$\lambda b = b \times \sqrt[4]{\frac{E_a \cdot t \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_p \cdot I \cdot h'}} \quad (3.2)$$

Onde:

- E_a é o módulo de elasticidade da parede (alvenaria);
- t é a espessura da parede;
- E_p é o módulo de elasticidade do pilar (betão);
- I é o momento de inércia do pilar;
- h' é a altura da parede;
- θ é o ângulo entre a escora equivalente e a horizontal.

Smith & Riddington (1977) definiram outros modos de rotura possíveis para a alvenaria, como a rotura por fissuração da diagonal, rotura por corte ao longo das juntas de argamassa e rotura por esmagamento dos cantos comprimidos. Não serão aprofundados neste trabalho por se desviarem relativamente ao âmbito do mesmo. Do mesmo importa referir que estes autores consideram que a largura da escora diagonal poderia ser igual a um décimo do seu comprimento:

$$W = 0,1 \times d \quad (3.3)$$

Priestley (1980) propõe que a largura da biela seja igual a um quarto do seu comprimento:

$$W = 0,25 \times d \quad (3.4)$$

As equações (3.3) e (3.4) são fórmulas empíricas e conservativas em termos de segurança, conduzindo a valores de frequências elevados que por sua vez estão associados ao excesso de rigidez do comportamento dos pórticos.

Al-Chaar (2002) propôs que a modelação se baseasse nos métodos de Stafford Smith e Carter, afetada por coeficientes redutores que representam as aberturas existentes nas paredes e o respetivos danos que apresentam (ver Figura 3.15).

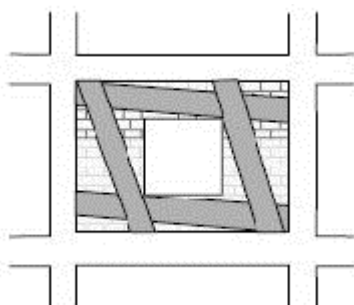


Figura 3.15 Possível posição das bielas equivalente no caso de o painel ter aberturas (Carvalhido, 2009).

O autor também sugere que a ligação viga-pilar seja modelada com troços rígidos que se prolongam até à distância l_{column} (ver Figura 3.16) terminando nos nós de ligação da escora devido à flexibilidade e falta de confinamento que os pórticos modelados numericamente possuem.

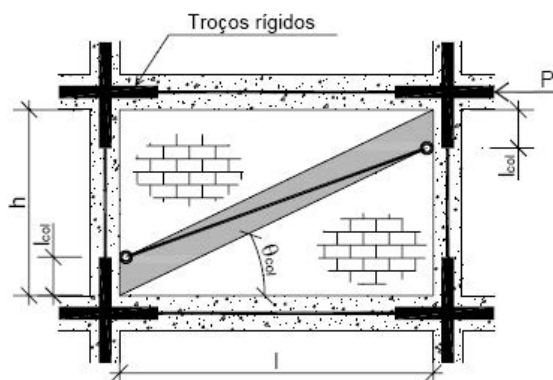


Figura 3.16 Modelação do painel de alvenaria (Al-chaar, 2002).

A distância l_{column} é a solução do seguinte sistema de equações:

$$l_{column} = \frac{W}{\cos(\theta_{col})} \quad (3.5)$$

$$\text{tg}(\theta_{col}) = \frac{h - \frac{W}{\cos(\theta_{col})}}{l} \quad (3.6)$$

Sortis *et al* (1999) concluíram que a presença de aberturas nos painéis de enchimento de alvenaria reduzem a rigidez dos pórticos e promovem o aparecimento prematuro de fendas nos próprios painéis devido à concentração de tensões nos cantos comprimidos, como demonstrado no ponto anterior.

Para considerar os fenómenos de interação entre pórticos e paredes, o Eurocódigo 8 (EC8) recomenda a adoção de três bielas paralelas, dispostas horizontalmente, para simular os fenómenos de interação entre os pórticos e as paredes.

(Carvalhido, 2009) e (Milheiro, 2008) concluíram com os seus estudos que a inclusão dos painéis de enchimento de alvenaria na modelação de estruturas porticadas de betão

armado revela um aumento significativo de rigidez e conseqüentemente um aumento significativo das frequências naturais. Depois de terem analisado vários métodos sugeridos pelos autores referidos acima, demonstraram que os métodos de Smith & Riddington e Al-Chaar são mais eficazes, aproximando os valores numéricos dos experimentais. Ambos apontaram uma espessura da biela diagonal equivalente igual a um décimo do seu comprimento, como a equação (3.3) .

A figura seguinte mostra o aspeto de edifícios em pórtico de betão armado, preenchidos com painéis de alvenaria e o aspeto da respetiva modelação considerando estes elementos. Alguns autores implementam duas bielas equivalentes e, apenas, na direção onde existem mais pórticos. As figuras abaixo revelam o aspeto de edifícios preenchidos por painéis de alvenaria em peças desenhadas (à esquerda) e os modelos numéricos (à direita) obtidos em SAP2000.

Como se pode verificar, nos modelos numéricos da Figura 3.17, Carvalhido (2009) decidiu modelar as paredes apenas nas direções onde o número de paredes era substancialmente superior.

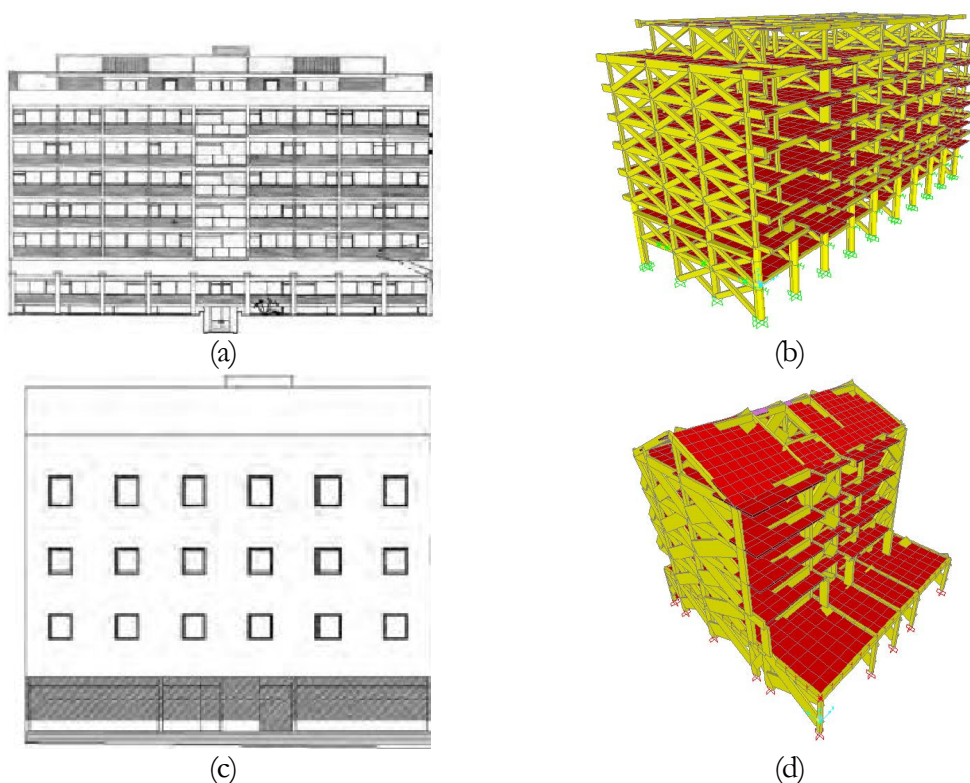


Figura 3.17 Vistas de edifícios de betão armado com paredes alvenaria: (a) Alçado (b) Modelo numérico com representação das bielas diagonais equivalentes da figura (a); (c) Alçado e (d) Modelo numérico da figura (d) (Carvalhido, 2009).

No capítulo 4 deste trabalho, no exemplo de aplicação utilizado, mostra-se que foram preenchidos apenas os pórticos com maior espessura de painel, independentemente da

sua direção para não induzir alterações de comportamento significativas e retratar a modelação o mais fielmente possível.

3.4 Influência de juntas no comportamento de estruturas porticadas em betão armado

Em engenharia civil diferenciam-se os tipos de ações em ações diretas e indiretas. Quando se define uma ação recorrendo apenas a fatores exclusivos à sua natureza, como por exemplo, direção, sentido e intensidade, traduzidas por forças, as deformações provocadas por essa ação exigem da estrutura capacidade resistente para evitar o seu colapso, então consideramo-las como ações diretas. Exemplos de ações diretas são o peso próprio, as restantes cargas permanentes e as sobrecargas.

Por outro lado, as propriedades e o comportamento dos materiais também influenciam a deformabilidade face a outro tipo de ações, mas não geram por si só a rotura de uma estrutura mas põem significativamente em causa o estado de serviço (ex. fendilhação). Por essa razão estas ações são denominadas por ações indiretas (Almeida Gonilha, 2008). Como ações indiretas servem de exemplo as deformações impostas como a retração do betão, variações de temperatura e ações ambientais exceto os macro-sismos pois, segundo o conceito definido no parágrafo anterior os sismos de grande magnitude exigem da estrutura capacidade resistente para evitar a rotura. Para isso as deformações irão depender da elasticidade e do nível de ductilidade criada à estrutura

A conceção de juntas é uma forma de controlar as deformações impostas (ações indiretas) nos elementos estruturais mas também para colmatar ligações entre elementos que influenciam os níveis de conforto, o cumprimento das exigências como nomeadamente as infiltrações provocadas por falta de estanqueidade.

Nesta secção serão abordados os tipos de junta habitualmente utilizados em edifícios de betão armado, a regulamentação utilizada na sua construção, explicando a sua influência no comportamento estrutural desses edifícios, terminando com uma sugestão de modelação numérica de juntas de dilatação (estruturais).

3.4.1 Tipos de Junta

Mascarenhas (2005) e Pacheco (2008) definiram vários tipos de junta de acordo com a causa, geometria, o tempo a que se destinam e ainda as funções a que se destinam. Destacam-se entre os vários tipos os seguintes (Monteiro, 2008) :

- **Juntas provisórias** – apenas são necessárias durante uma fase da construção da obra. Como por exemplo as juntas de betonagem.
- **Juntas definitivas** – podem ser diversos tipos, incluindo as estruturais e as de movimento estrutural. Justificam-se pela necessidade de prevenir possíveis variações volumétricas da estrutura e a consequente introdução de esforços adicionais, ou prevenir movimentações relativas devido a possíveis assentamentos.
- **Juntas estruturais** – são justificáveis quando, por exemplo, no caso de edifícios adjacentes com diferentes alturas cujo solo de fundação não é homogéneo, podem verificar-se assentamentos diferidos importantes e comportam os efeitos das variações de temperatura.
- **Juntas de revestimento** – devem existir devido às propriedades dos materiais e seus comportamentos que diferem perante agentes atmosféricos como temperatura ou humidade. A sua inexistência ou má realização pode implicar problemas como infiltrações, colapso ou fissuração de pavimentos, etc.

Existem ainda outros tipos de classificação de juntas de acordo com outras características, como por exemplo o tempo de vida da junta. As juntas de construção distinguem-se das anteriores por terem um carácter provisório, destinam-se a ligar um elemento já betonado com um elemento que será betonado posteriormente.

No âmbito deste trabalho interessa referir que as juntas estruturais se destinam a mitigar esforços elevados devidos a deformações impostas relacionadas com variações térmicas uniformes ou diferenciais, o vento, o sismo, assentamentos diferenciais e efeitos diferidos. Têm como principal função reduzir esses esforços, evitando patologias, como a fendilhação, dividindo a estrutura em partes equilibradas e garantindo que ambas as partes da estrutura assumem comportamentos ou movimentos semelhantes (Ferreira, 2013). A Figura 3.18 mostra a aplicação de juntas de dilatação e de betonagem e a sua disposição num edifício existente de betão armado

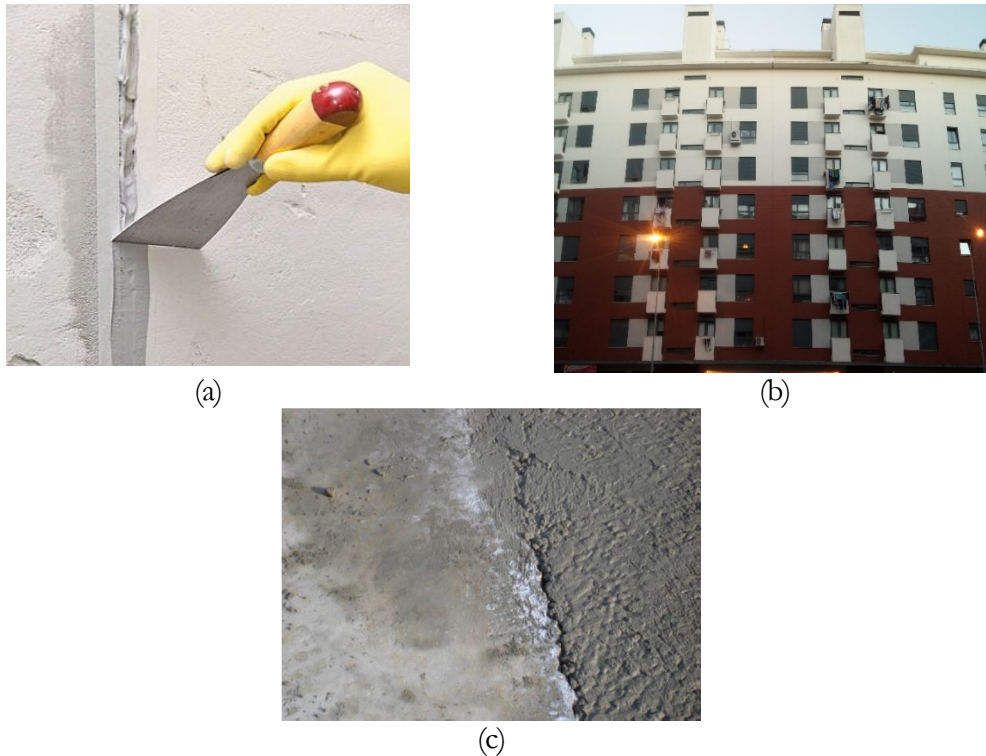


Figura 3.18 Juntas: (a) Selagem de junta de dilatação (b) junta estrutural e (c) junta de betonagem.

Um tipo de junta bastante utilizado na construção é a junta de dilatação, como é o caso do exemplo do edifício em estudo neste trabalho. Está inserida no campo das juntas estruturais, pois permite movimentos relativos entre elementos da estrutura, ou entre estruturas, sem que haja transmissão de esforços entre eles, conferindo flexibilidade não pondo em risco a funcionalidade e segurança do conjunto (Ferreira, 2013).

Relativamente à geometria, podem ser verticais ou horizontais. As verticais (ver Figura 3.19 (a)) condicionam o movimento de elementos estruturais no sentido vertical, aplicadas normalmente em edifícios, muros e junção de edifícios. As horizontais (ver Figura 3.19 (b)) controlam o movimento horizontal e são aplicadas em pavimentos de edifícios e parques subterrâneos.



Figura 3.19 Juntas de dilatação/movimento: (a) Junta vertical (b) Junta horizontal (c) esferovite e (d) material espumoso (www.archiproducts.com/).

A Figura 3.19 a) representa uma junta de dilatação vertical percorrendo o pilar exterior em toda a sua extensão e é revestida com material elástico e o seu interior é composto por poliestireno extrudido e um cordão retrátil de espuma de polietileno sendo a junta revestida por um material de selagem (elastómero de poliuretano). Já a Figura 3.19 (b) ilustra uma junta aberta disposta horizontalmente que controla movimentos horizontais dos elementos estruturais (lajes) e não possui nenhum revestimento exceto colocação de guarda-cantos em neopreno ou borracha sintética.

3.4.2 Regulamentação sobre juntas de dilatação

De seguida apresentam-se os aspetos que dizem respeito ao dimensionamento de juntas de dilatação presentes nas normas em vigor e referenciais nomeadamente REBAP, RSA e os Eurocódigos (EC1 e EC2 e EC8).

3.4.2.1 REBAP

Capítulo V – Ações

Art. 31º - Variações de temperatura

31.2 – “Pode ser dispensada a consideração dos efeitos das variações uniforme de temperatura (...) nas estruturas reticuladas cuja maior dimensão em planta (ou espaçamento entre juntas de dilatação) não exceda 30m.”

3.4.2.2 RSA

Cap. IV – Ações das variações de temperatura.

Art. 17º - “..., em muitos casos, não é necessário considerar a ação das variações uniformes de temperatura desde que se adotem disposições construtivas adequadas, tais como as juntas de dilatação convenientemente dispostas, que tornem desprezáveis os esforços resultantes daquelas ações.”

3.4.2.3 EC1 – Parte 1-5. Ações Gerais – Ações Térmicas

Secção 3 – Design situations

(2)P “Os elementos estruturais devem absorver os efeitos das variações térmicas sem causar sobrecargas na estrutura, quer prevendo juntas de dilatação quer incluindo os seus efeitos no projeto.”

3.4.2.4 EC2 – Parte 1-1. Regras gerais para edifícios

Deformações do Betão

(3) “Na análise global das estruturas de edifícios, os efeitos das variações de temperatura e da retração podem ser omitidas desde que sejam dispostas juntas afastadas de d_{junta} para acomodar as deformações resultantes

Nota: o valor de d_{junta} depende do Anexo Nacional. O valor recomendado é de 30m.”

3.4.2.5 EC8 – Parte 1-1. Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios

Secção 4 – Projeto de edifícios

(1) P “Os edifícios devem ser protegidos do entrechoque provocado pelo sismo com outras estruturas contíguas ou entre unidades estruturalmente independentes do mesmo edifício.”

(2) “Considera-se satisfeito o disposto em (1) P:

a) Para os edifícios, ou unidades estruturalmente independentes, não pertencentes à mesma propriedade, se a distância entre o limite da propriedade e os potenciais pontos de choque não for inferior ao deslocamento horizontal máximo do edifício ao nível correspondente...

b) Para os edifícios, ou unidades estruturalmente independentes, pertencentes à mesma propriedade, se a distância entre eles não for inferior à raiz quadrada da soma dos quadrados dos deslocamentos horizontais máximos ao nível correspondente dos dois edifícios ou unidades...

(3) Se os níveis dos pisos do edifício ou da unidade independente em estudo forem os mesmos dos do edifício ou unidade adjacente, a distância mínima acima referida poderá ser reduzida por um fator igual a 0,7.”

3.4.3 Influência da existência de juntas no comportamento dinâmico

A influência da existência de uma junta no comportamento dinâmico de um edifício de betão armado depende sobretudo do seu tipo, ou seja, do fim para o qual ela foi concebida. De entre os tipos referidos no ponto anterior, hoje em dia, as que são frequentemente alvo de estudos sobre a sua influência no comportamento dinâmico de edifícios são as juntas definitivas estruturais – *juntas de dilatação*. Os impactos que os sismos provocam nos edifícios têm motivado o desenvolvimento desta solução estrutural para minimizar os efeitos negativos destes fenómenos naturais. Como já foi

referido, existem juntas que se destinam a absorver apenas as deformações provocadas por ações de menor intensidade (ações ambientais) mas que são suficientes para pôr em causa o estado de serviço dos edifícios, que são distintas das juntas dimensionadas com o intuito de absorver os deslocamentos provocados pelos sismos que têm a denominação de junta sísmica.

A existência de junta pode trazer benefícios para a estabilidade global dos módulos estruturais mas podem surgir problemas na própria junta a médio e longo prazo, degradando-se (Figura 3.20) e pondo os elementos de betão armado envolventes expostos aos agentes atmosféricos, como mostra a figura seguinte:



Figura 3.20 Degradação da junta de dilatação.

As juntas, se dimensionadas adequadamente, permitem que cada um dos edifícios oscile isoladamente sem que haja transmissão de esforços que comprometam a parte adjacente. Nas construções mais antigas, as juntas eram muitas vezes inexistentes pois os edifícios adjacentes partilhavam frequentemente a mesma parede de empena. Atualmente, são deixadas juntas de 1 a 2 cm, sendo o espaçamento entre edifícios independente da sua altura.

Para vibrações de pequena amplitude, os deslocamentos dos edifícios podem ser uniformizados devido às forças na superfície de contacto entre empenas, não havendo descontinuidades e choques.

Para movimentos com maiores amplitudes, e devido às diferenças estruturais e à variabilidade espacial da ação sísmica, os edifícios podem oscilar em oposição de fase, podendo estas amplitudes superarem o espaçamento criado pelas juntas (ver Figura 3.21). Este facto origina o choque entre edifícios – *pounding*. (Bhatt, 2007).

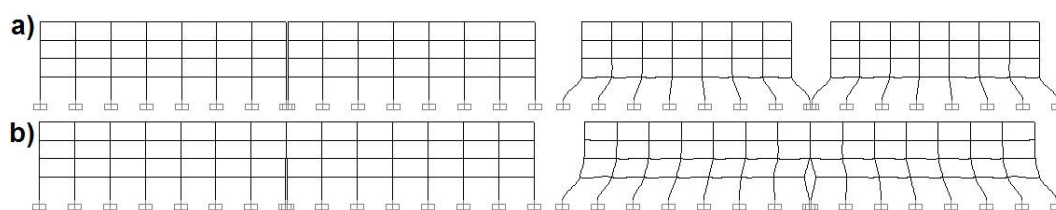


Figura 3.21 Estrutura em pórtico indeformada (esquerda) e deformada (direita) dotada de junta estrutural: a) Total; b) Parcial (Almeida Gonilha, 2008).

3.4.4 Modelação de junta de dilatação em edifícios porticados de betão armado

A junta estrutural ou junta de dilatação que habitualmente se utiliza em edifícios modernos tem por objetivo evitar efeitos desfavoráveis provocados por assentamentos nas fundações, variações de temperatura e retração do betão, melhorando de forma significativa o comportamento sísmico, evitando transições bruscas ou assimetrias de rigidez, quer em planta, quer em alçado (Almeida Gonilha, 2008).

De seguida apresentam-se alguns métodos de consideração e modelação numérica de juntas que serão futuramente aplicados no caso de estudo. Os métodos propostos dividem-se de acordo com o tipo de edifício, a sua envolvente e os objetivos da caracterização estrutural.

Como já foi referido, alguns autores, não consideram a existência da junta de dilatação quando pretendem analisar as frequências naturais e os modos de vibração através de ensaios de vibração ambiental, devido à fraca intensidade das ações ambientais (Cunha, Caetano, Ribeiro, & Muller, 2014).

No caso de edifícios muito regulares e simétricos em planta e altura, os modelos podem ser reduzidos e simplificados. Se as características geométricas dos pórticos forem repetidas, é possível associar os vários pórticos num pórtico global equivalente (ver Figura 3.22) com vantagens claras ao nível da simplicidade do modelo resultante, eliminando metade da estrutura em cada pórtico longitudinal devido à direção da junta de dilatação. São colocados apoios simples com deslocamento horizontal livre em cada piso, para traduzir a possibilidade da metade do edifício estudada se deslocar nessa direção. Naturalmente, tal só acontece se a estrutura for simétrica em planta, caso contrário este tipo de modelação não permite contabilizar os efeitos de torção a que as estruturas podem estar submetidas (Milheiro, 2008).

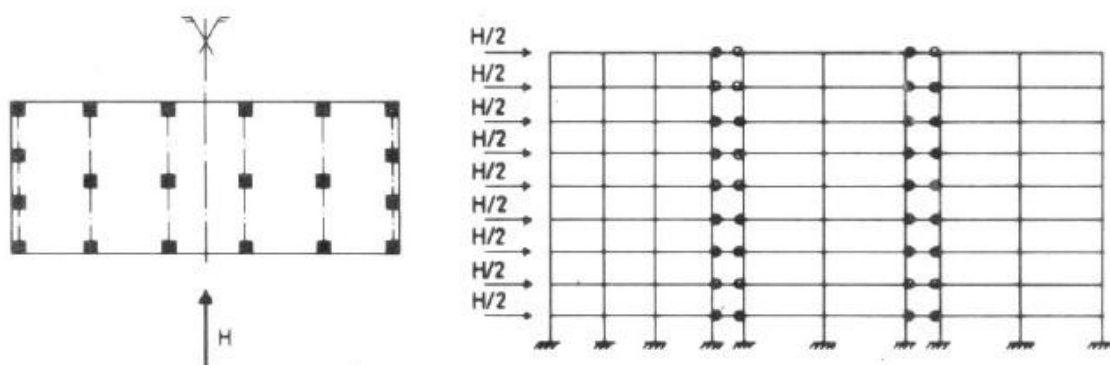


Figura 3.22 Associação de pórtico em comboio (Milheiro, 2008).

Na modelação da junta contabilizando os efeitos dos edifícios adjacentes, deve considerar-se que os edifícios estão ligados através de “elementos de ligação” ao nível dos pisos, adotando bielas, rígidas axialmente, rotuladas nas extremidades ou outros de tipo de elementos que funcionem apenas à compressão, possibilitando o movimento

de divergência entre módulos pois, para estes casos a junta deixa de atuar. A influência do edifício adjacente pode ser modelada utilizando elementos de *casca* segundo alinhamentos distanciados equitativamente, de largura e altura igual à do edifício vizinho, sem massa, considerando apenas o módulo de elasticidade do material dominante (betão, por exemplo). A Figura 3.23 mostra essa solução adotada na modelação um edifício “Gaioleiro” em que se desconhece detalhadamente o edifício que lhe está adjacente:

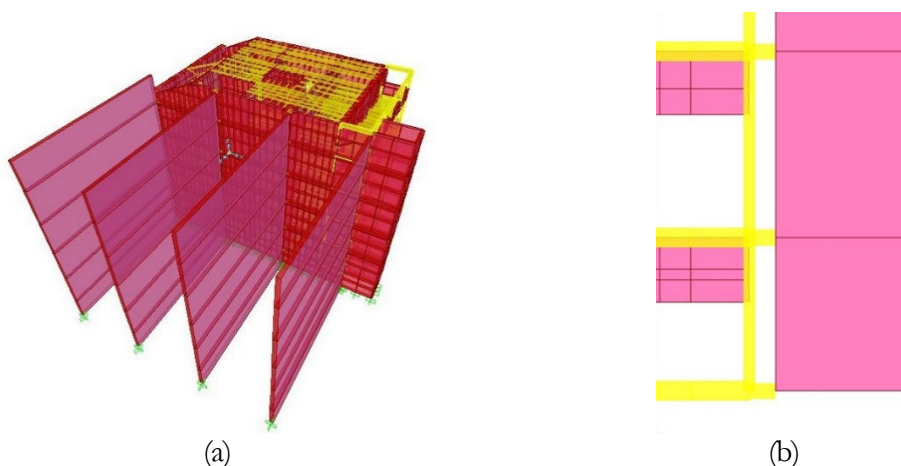


Figura 3.23 Modelação do edifício adjacente ao “Gaioleiro”: (a) Elementos de área e (b) ligação ao nível dos pisos (Teresa et al., 2013).

A junta apenas está sujeita à compressão e quando é tracionada deixa de conectar as partes da estrutura, permitindo que estas se deformem de forma independente. Pelo que a adoção destas condições tornam o modelo mais complexo.

A consideração da junta torna-se indispensável em análises sísmicas, quando o objetivo é verificar se existe a possibilidade de colisão das partes separadas pela junta, para um dado registo de acelerações – *seismic pounding*. Os deslocamentos máximos obtidos da resposta da estrutura às acelerações induzidas, são comparados com a largura da junta existente. A largura não é um fator exclusivo à modelação da junta. Pretende-se então elucidar alguns aspetos referentes à modelação dos elementos de ligação e quais os parâmetros gerais envolvidos. Os manuais do SAP2000 sugerem algumas hipóteses para análises lineares e não lineares (CSI, 2013).

No SAP2000 o elemento *Link* é usado para ligar dois pontos que estejam próximos e cada elemento é constituído por seis molas separadas, correspondendo aos seis graus de liberdade (três de rotação e três de translação).

Os elementos *Link* dividem-se essencialmente em duas categorias: Linear/Não-Linear e “Frequency-Dependent”.

Os elementos *Links* do tipo Linear/Não-Linear possuem propriedades lineares. Também poderão possuir propriedades não lineares que serão tidas em conta para as análises não-lineares que forem consideradas e para análises lineares efetuadas depois de análises não-lineares.

3.4.4.1 Elemento de ligação do tipo *Gap*

O elemento *Gap* é um elemento de ligação disponível no SAP2000 ou ETABS. É um elemento que apenas funciona à compressão, ou seja, tem como objetivo transmitir as forças aplicadas através do elemento de ligação apenas quando ocorre o contacto entre as diferentes partes estruturais separadas (Jamal & Vidyadhara, 2013).

É também um tipo de ligação que permite a simulação de comportamento não linear e como tal apresenta a possibilidade de serem definidas propriedades não lineares, como a rigidez e o amortecimento. Cada grau de liberdade pode ter rigidez efetiva linear e amortecimento efetivo linear.

Assim numa análise linear, poderão ser consideradas apenas as propriedades lineares para o elemento de ligação *Gap*, nomeadamente a **rigidez linear efetiva** (K_d), que representa a rigidez total elástica para o elemento de ligação e que é considerada para todos os tipos de análises lineares que comecem com condições iniciais nulas (CSI, 2013).

Desta forma, perante uma análise dinâmica linear as características do elemento de ligação dependem essencialmente do seu comprimento e da rigidez que lhe é atribuída. O comprimento é igual à largura da junta ou à distância entre edifícios.

Caso se pretenda dimensionar o espaçamento entre edifícios adjacentes para o qual não existe colisão (*pounding*), face à resposta induzida por ações sísmicas, o seu valor é dado pelas equações (3.7) e (3.8), dispostas na Figura 3.24:

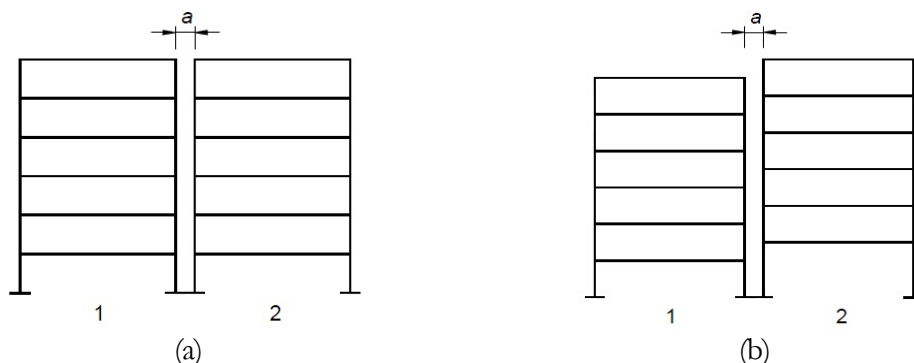


Figura 3.24 Representação esquemática da junta sísmica (a) Módulos com a mesma altura e (b) Módulos desfasados em altura (Jacinto, 2013).

Para a Figura 3.24 (a) a equação que traduz o valor da largura da junta sísmica é dada por:

$$a \geq 0,7\sqrt{d_{s1}^2 + d_{s2}^2} \quad (3.7)$$

Enquanto para caso da Figura 3.24 (b) é traduzido pela equação:

$$a \geq \sqrt{d_{s1}^2 + d_{s2}^2} \quad (3.8)$$

Em que d_{s1} e d_{s2} são os deslocamento horizontais devido ao sismo nos edifícios 1 e 2, respetivamente (Jacinto, 2013).

Uma vez determinado o comprimento do elemento de ligação, é recomendado que a rigidez (K_{el}) dos elementos de ligação (biela equivalente ou *Gap*) seja uma ou duas vezes superior à rigidez axial da estrutura. Esta rigidez é normalmente multiplicada por fatores que variam entre os 10^2 e os 10^4 maior que o valor da rigidez axial dos edifícios em colisão e pode ser dada pela equação (3.9) (Hussain, 2013; Pawar & Murnal, 2014):

$$K_{el} = \frac{\text{Módulo de elasticidade do betão} \times \text{Área da secção da superfície de contacto}}{\text{Comprimento contacto do elemento entre superfícies}} \times 100 \quad (3.9)$$

Adverte-se para o facto que a adoção de valores demasiado elevados para a rigidez linear efetiva deste elemento poderá conduzir a problemas numéricos (CSI, 2013).

Para cada grau de liberdade é possível especificar propriedades de compressão independentes, sendo todas as deformações independentes, ou seja, a abertura ou fecho da ligação para determinada deformação (*gap*) não afeta o comportamento das outras deformações. Se não forem especificadas propriedades não lineares para um determinado grau de liberdade, esse grau de liberdade considera a rigidez efetiva, que pode ser zero.

A Figura 3.25 representa um modelo físico de um elemento de ligação do tipo *Gap*

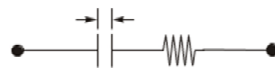


Figura 3.25 Modelo físico de um elemento de ligação do tipo *Gap* (CSI, 2013).

3.5 Técnicas de caracterização dinâmica

Nesta secção serão apresentadas as técnicas usualmente utilizadas para caracterizar o comportamento dinâmico em estruturas de engenharia civil, começando com a modelação numérica, seguindo-se uma explicação sobre as técnicas de caracterização experimental e terminando com as metodologias de identificação modal, utilizadas para

identificar as frequências naturais e os modos de vibração, a partir das séries temporais de aceleração obtidas nos ensaios experimentais. Esta informação pode ser utilizada com vista à calibração de modelos numéricos.

3.5.1 Modelação numérica

Neste ponto explica-se a influência da criação de modelos numéricos na caracterização de edifícios de betão armado através de programas de cálculo automático e as opções disponíveis destinadas à caracterização dinâmica de estruturas com resultados que permitam retirar conclusões importantes sobre o comportamento dinâmico. Os programas de cálculo estrutural, como o SAP2000 (CSI, 2013) permitem a criação de modelos estruturais numéricos destinados ao dimensionamento ou à análise de estruturas.

Os resultados obtidos pela via numérica poderão não fazer sentido se não forem comparados com os resultados experimentais, uma vez que os últimos comprovam os primeiros, conferindo confiança à utilização da resposta dinâmica das estruturas em análise.

No entanto, para realizar ensaios “in-situ” corretamente uma das condicionantes (abordadas no ponto seguinte) é definir a frequência de amostragem expectável. Ou seja, é necessário ter uma perspetiva dos possíveis modos de vibração da estrutura e ter uma noção da gama de valores relativos às frequências naturais e dos respetivos modos de vibração. A criação de um modelo numérico preliminar e uma análise dinâmica prévia são assim indispensáveis para caracterizar o comportamento dinâmico de uma estrutura. Na Figura 3.26 apresenta-se um modelo de elementos finitos desenvolvido em SAP2000 relativo a um edifício de betão armado.

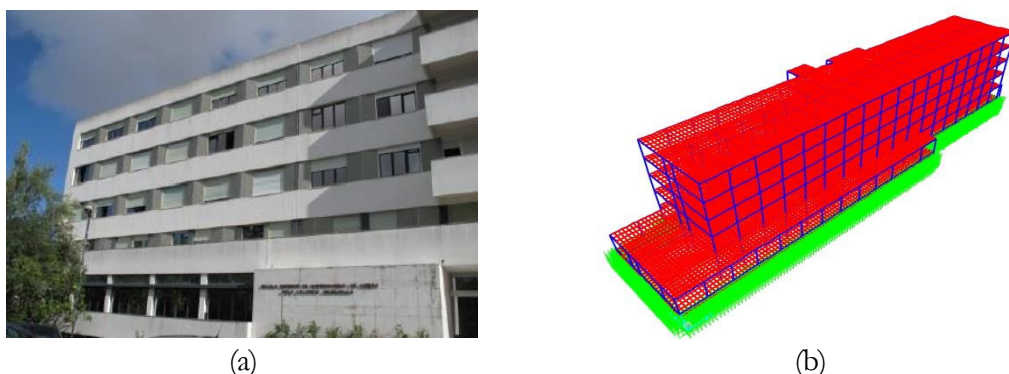


Figura 3.26 Escola Superior de Enfermagem de Calouste Gulbenkian: (a) Edifício e (b) Modelo numérico em SAP2000 (Carrelo Carvalho, 2013).

3.5.1.1 Modelo numérico preliminar

O modelo numérico preliminar consiste na construção de um modelo da estrutura, com o qual se pretende ter uma ideia inicial sobre o comportamento estrutural de algumas componentes, como por exemplo avaliar as características dinâmicas da estrutura, nomeadamente a gama das frequências naturais e a configuração dos primeiros modos de vibração da estrutura em análise. Atualmente existe uma vasta gama de programas de cálculo que possibilitam esta análise, como já foi referido ao longo deste trabalho. A maior parte desses programas baseia-se no Método dos Elementos Finitos (MEF) desenvolvido por Ray W. Clough conforme está na secção 2.2.

Este “pré-modelo” deve ser constituído pelos elementos estruturais responsáveis pela rigidez (vigas pilares, lajes, paredes resistentes, etc.) e que traduzam a massa (peso próprio, restantes cargas permanentes e sobrecargas) da estrutura. O modelo deve refletir a geometria dos elementos estruturais e as propriedades dos respetivos materiais, tendo como meios de partida os documentos de referência, tais como peças desenhadas, memórias descritivas, justificativas, etc.

Também devem ser efetuadas visitas à estrutura em estudo para avaliar se existem incongruências entre o projeto e a estrutura construída e, que em caso afirmativo, deverão ser refletidas no modelo numérico.

Uma vez construído este modelo é possível obter uma boa estimativa dos parâmetros dinâmicos e compara-los com os resultados obtidos experimentalmente. Desta forma, é possível retirar destes modelos uma boa ideia sobre a gama de frequências expectável.

Deste modo, este modelo numérico preliminar constitui um elemento fundamental no planeamento dos ensaios experimentais. Por vezes envolve muitas hipóteses que podem induzir resultados que não estão em concordância com os resultados práticos e fisicamente verdadeiros da estrutura que se está a analisar. Assim surge como outro objetivo da avaliação experimental calibrar esse modelo preliminar, através de diversas técnicas e meios que serão explicados mais à frente. A Figura 3.27 exemplifica o aspeto de um modelo numérico face ao aspeto real da estrutura.

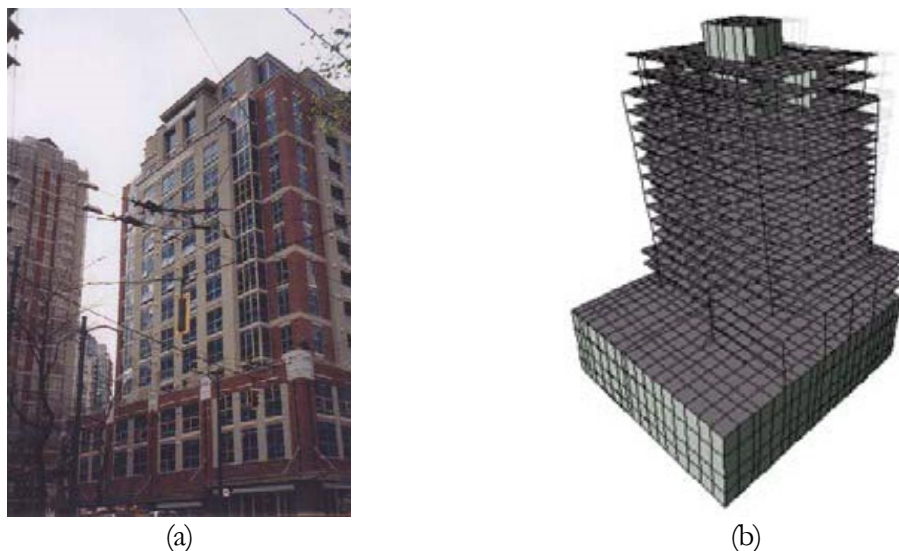


Figura 3.27 Edifício de 15 pisos, Heritage Court Tower. (a) Estrutura real e (b) Modelo numérico (Rodrigues, 2004)

3.5.2 Técnicas de ensaios *in situ* para a caracterização dinâmica

Face às ações dinâmicas os fatores que determinam o comportamento dinâmico de uma estrutura são a rigidez, a massa e o amortecimento. Conforme ficou demonstrado na secção 2.3 a determinação destes fatores permite obter as frequências naturais e os modos de vibração. A identificação experimental a par da análise de modelos numéricos, permite avaliar com maior grau de confiança a resposta das estruturas quando sujeitas a ações, de carácter dinâmico.

De entre os métodos experimentais utilizados para caracterizar o comportamento dinâmico de estruturas de engenharia civil, distinguem-se fundamentalmente três tipos de ensaios *in situ*.

- *Ensaio de vibração forçada*, com controlo e medição das forças de excitação;
- *Ensaio de medição da resposta das estruturas em regime livre*;
- *Ensaio de medição da resposta das estruturas às ações ambiente*, às quais elas estão normalmente sujeitas em condições usuais de serviço.

3.5.2.1 Ensaio de vibração forçada

Neste tipo de ensaio a vibração da estrutura é induzida por aplicação de forças ou excitações, num ou em vários pontos da estrutura. A utilização de equipamento capaz de provocar vibrações numa estrutura difere consoante o tipo e o porte das estruturas a analisar. No caso de estruturas de pequeno e médio porte, o martelo de impulsos e os

vibradores eletrodinâmicos são exemplos de equipamentos utilizados para excitar estas estruturas (ver Figura 3.28).



Figura 3.28 Equipamento de vibração forçada: (a) Vibrador eletrodinâmico e (b) martelo de impulsos (<http://www.pcb.com>).

Estes equipamentos são capazes de excitar uma estrutura ao longo de uma vasta gama de frequências possibilitando a definição de modos de vibração relevantes (Tavares, 2013). Em estruturas de maior porte, como por exemplo, barragens ou pontes, os equipamentos utilizados capazes de produzir forças de excitação são normalmente os geradores de vibrações servo-hidráulicos, ou mecânicos de massas excêntricas e apresentam dimensões elevadas sendo essa a primeira desvantagem associada a este tipo de ensaio. O elevado peso acarreta dificuldades no transporte e colocação o que usualmente envolve elevados custos económicos. Outra desvantagem associada a este tipo de ensaio está muitas vezes associada à inevitável interrupção da utilização normal da estrutura. Pelo que, o recurso a este tipo de ensaio torna-se vantajoso apenas em barragens, em que as excitações ambientais são usualmente muito reduzidas e, pelo facto das excitações produzidas serem conhecidas, possibilitar relacionar a resposta medida com o impulso aplicado, através da avaliação das funções de resposta em frequência (FRF).

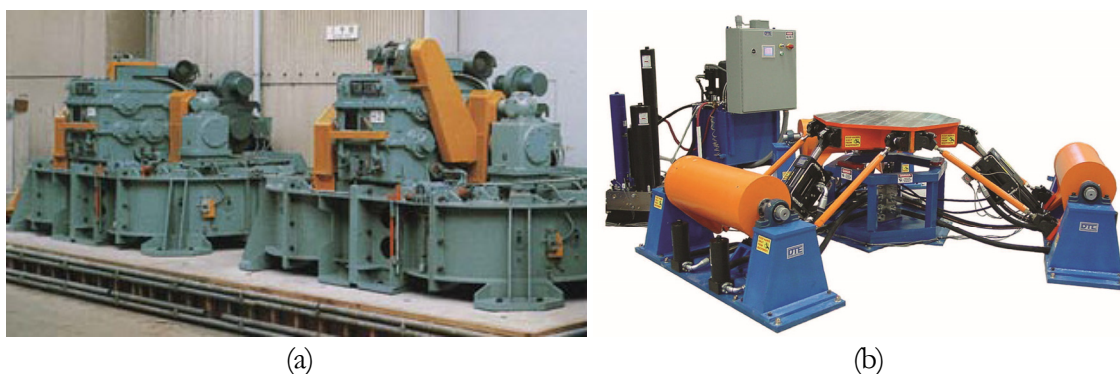


Figura 3.29 (a) Excitador de massa excêntrica e (b) excitador servo-hidráulico (Beskhyroun, 2012).

3.5.2.2 Ensaio de medição da resposta em regime livre

Outra forma de identificar experimentalmente os parâmetros modais são os ensaios de vibração em regime livre. O conceito baseia-se em aplicar um impulso inicial à estrutura, libertá-la subitamente e deixar a estrutura vibrar livremente medindo-se a resposta durante esse regime. As amplitudes das oscilações diminuem com o tempo, devendo-se sobretudo aos mecanismos de amortecimento que as estruturas possuem. Este tipo de ensaio é muito vocacionado para o estudo dos coeficientes de amortecimento modais (Carrelo Carvalho, 2013).

Os diversos meios de realização deste tipo de ensaio dependem sobretudo da forma como é imposta a deformação inicial. Esta pode ser feita através de cabos ancorados a uma grua ou a um camião que puxam a estrutura, tencionando os cabos. Os cabos são libertados ou cortados após se atingir o limite desejável de tensionamento. Outra forma de impor uma deformação inicial à estrutura é a colocação de um peso em suspensão através de um cabo que é também libertado de forma súbita, através de explosivos ou através do corte a maçarico. O transporte e a colocação deste equipamento pode não impor tantas dificuldades como os equipamentos utilizados nos ensaios de vibração forçada, no entanto, a necessidade de interromper o serviço na estrutura é uma condicionante em comum.

Existem fatores que podem condicionar a fiabilidade dos resultados relativos à resposta da estrutura, nomeadamente o corte repentino do cabo que origina excitações adicionais à estrutura e a localização da colocação do peso que pode coincidir com um nodo (ponto de deslocamento nulo) que inviabiliza a determinação dos parâmetros dinâmicos nesse ponto.

Esta última técnica foi utilizada nos ensaios efetuados na ponte Vasco da Gama e na ampliação do aeroporto da Madeira, apresentados na Figura 3.30:

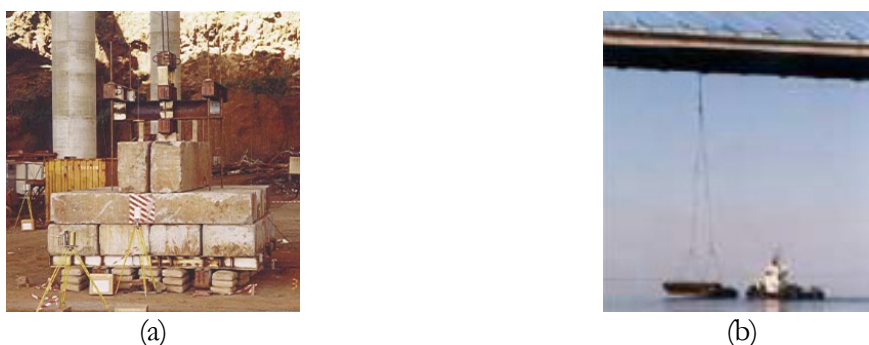


Figura 3.30 (a) Peso de 608 kN utilizado no ensaio na ampliação do aeroporto da Madeira; (b) Ensaio de vibração em regime livre utilizado na ponte Vasco da Gama (Rodrigues, 2004).

3.5.2.3 Ensaio de vibração ambiental

Este ensaio consiste na medição da resposta às ações a que a estrutura normalmente está sujeita, designadas habitualmente por ações ambientes como por exemplo a ação do vento, o tráfego pedonal e de viaturas, efeitos da ondulação marítima ou do escoamento dum rio e ainda sismos de baixa intensidade – *microsismicidade*.

Face aos outros tipos de ensaios mencionados anteriormente, este apresenta vantagens relacionadas sobretudo com o equipamento utilizado. Dado que as excitações são criadas por ações ambientais dispensa a utilização de equipamento que produza esse efeito, eliminando as condicionantes relativas ao transporte e à interrupção do funcionamento normal da estrutura e consequentemente este tipo de ensaio prevalece na simplicidade e economia.

No entanto este método tem as suas particularidades, nomeadamente (Rodrigues, 2004):

- A sensibilidade dos transdutores e a resolução dos sistemas de aquisição de dados que devem estar em concordância com a baixa gama de frequências produzidas pelas ações ambientais pois, para o caso de estruturas mais rígidas, as respostas induzidas pelas ações ambientais podem ter amplitudes muito baixas, sendo necessário utilizar transdutores com capacidade para medi-las e sistemas de aquisição de dados que as permitam registar com uma resolução capaz para se poder interpretar os resultados;
- Neste tipo de ensaio é imprescindível um correto planeamento e preparação para a execução dos ensaios, tal como nos anteriores;
- Os métodos de identificação, ou de análise dos registos de resposta têm de ser apropriados para a situação em que apenas se medem as respostas dos sistemas.

A Figura 3.31 mostra o equipamento utilizado na realização de um ensaio de vibração ambiental num edifício existente de betão armado.

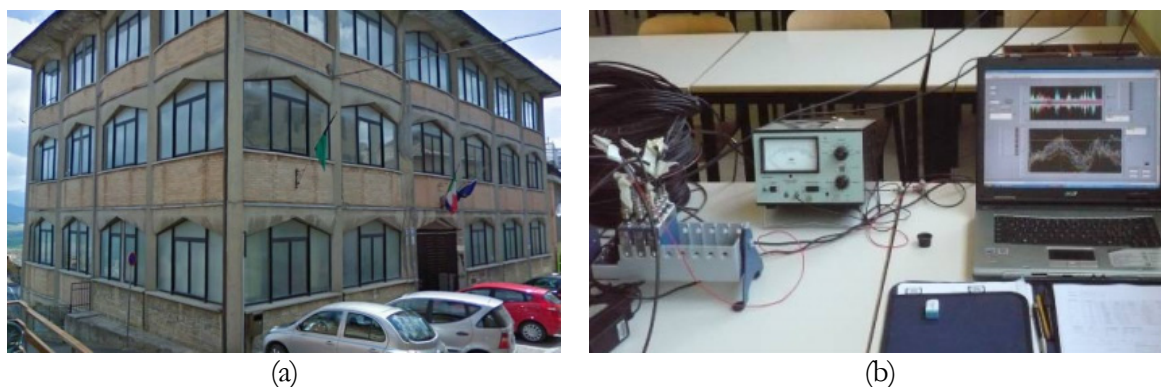


Figura 3.31 Ensaio de vibração ambiental num edifício escolar em Camerino. (a) Vista exterior do edifício e (b) Equipamento de medição (Cunha et al., 2014).

3.5.2.4 Transdutores e sistemas de aquisição de dados

A observação da resposta dos sistemas estruturais é efetuada através de transdutores e, partindo dessa resposta, obtêm-se os parâmetros físicos como o deslocamento, a velocidade e a aceleração, sendo a resposta transformada num sinal elétrico proporcional a essa grandeza.

Há dois requisitos essenciais que devem ser respeitados por este tipo de equipamentos. Uma é a sensibilidade dos equipamentos para medir movimentos muito pequenos pois, no caso de estruturas muito rígidas, as amplitudes dos movimentos em resposta às ações ambientais são muito baixas. O outro requisito refere-se à resposta em frequência traduzida pelo aparelho, que deve estar adequada à gama de frequências produzida pelas estruturas. Caso contrário não seria possível identificar as características dinâmicas dos principais modos de vibração.

Existem vários tipos de transdutores capazes de medir a resposta estrutural. Neste trabalho destacam-se os acelerómetros devido à sua enorme versatilidade (Sequeira, 2014). Os tipos de acelerómetros destinados à medição da resposta, em acelerações, podem ser acelerómetros piezoelétricos, acelerómetros capacitivos e acelerómetros de tipo *force balance* ou de *tipo servo*. Na Figura 3.32 apresenta-se um exemplo para cada um dos tipos de acelerómetros referidos.

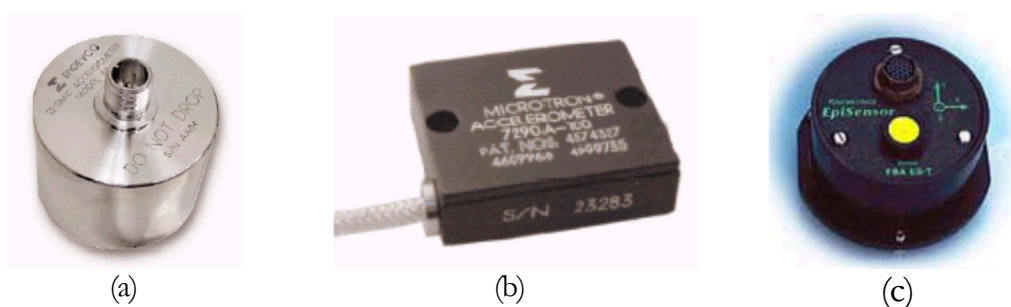


Figura 3.32 (a) Acelerómetro piezoelétrico, (b) Acelerómetro capacitivo e (c) Acelerómetro de tipo *force balance*.

Os acelerómetros de tipo *force balance* são constituídos por uma massa cuja posição é controlada por um mecanismo servo. Quando sujeita a uma aceleração, o movimento produzido pela massa é detetado por um elemento sensível que dá origem a uma tensão elétrica. A aceleração que atua sobre a massa é proporcional a esse sinal elétrico (Ledesma, 2010).

Os sinais elétricos produzidos pelos acelerómetros são encaminhados para os sistemas de registo ou de armazenamento de informação. Tratam-se de sistemas de aquisição de dados (ver Figura 3.33), eventualmente com sistemas de condicionamento de sinal integrados, com capacidade para armazenar essa informação.



Figura 3.33 Exemplos de sistema de aquisição de dados (Da Costa, 2012).

A função principal deste equipamento é a conversão analógica/digital, que consiste em converter os sinais contínuos emitidos pelos transdutores em séries discretas por amostragem e que essa conversão tenha suficiente precisão em termos de frequências, amplitude e fase. Essa precisão é assegurada pela amostragem que, segundo *Nyquist*, a frequência de amostragem, f_s deve ser pelo menos igual ao dobro da máxima frequência ($f_{máx}$) das componentes do sinal (Rodrigues, 2004).

A evolução destes equipamentos tem levado a que os seus componentes internos sejam cada vez mais pequenos, suportando uma tecnologia superior, com o nome de *Smart Sensors* e *Network Sensors*, dando origem à norma IEEE P1451.2-1997 (Wiczet, 2002).

3.5.2.5 Planeamento, preparação e realização dos ensaios

Os ensaios dinâmicos devem ser planeados e preparados devidamente, seguindo um conjunto de tarefas, nomeadamente (Rodrigues, 2004):

- A criação de um modelo de elementos finitos preliminar da estrutura, a partir do qual é possível obter uma perspetiva sobre as características dinâmicas da estrutura;
- A escolha adequada dos pontos a instrumentar para realizar os ensaios, de modo a que, as configurações modais daí resultantes tenham, no mínimo, o nível de exatidão esperado. Essa escolha deverá ser adequada ao equipamento disponível;
- A escolha da metodologia de ensaio, destacando-se essencialmente duas categorias. Uma com apenas uma fase de ensaio, com todos os pontos necessários instrumentados, e outra envolvendo diversas fases de ensaio, com pontos de referência fixos e um conjunto de pontos móveis, que variam em cada fase de ensaio;
- Uma visita ao local onde serão efetuados os ensaios, permite analisar as condicionantes do local, objetivamente a liberdade que é fornecida à realização dos ensaios;

- A configuração dos equipamentos para a medição de diferentes níveis de resposta que é de esperar da estrutura quando solicitada pelas ações ambientais;
- O registo de toda a informação relativa à configuração e localização dos pontos de referência escolhidos. Estes registos não só deverão ser claros e de fácil interpretação como também deverão ser posse de toda a equipa que realiza os ensaios para evitar o surgimento de dúvidas durante todo o processo.
- A escolha da frequência de amostragem que depende do intervalo em que as propriedades dinâmicas da estrutura estão contidas, da frequência relativa aos transdutores e aos filtros analógicos que são componentes fundamentais aos equipamentos de sistema de aquisição de dados.

3.5.3 Identificação de parâmetros modais

O processo de avaliação das características dinâmicas de uma estrutura a partir dos resultados obtidos em ensaios experimentais é um processo de identificação, pois consiste em determinar os parâmetros dinâmicos de um modelo representativo da estrutura. Os modelos identificados a partir da informação obtida experimentalmente são denominados por *modelos modais*, e, como o nome indica, descrevem os modos de vibração traduzidos em frequências, coeficientes de amortecimento e configurações (Rodrigues, 2004).

Dado que a identificação dos modos dinâmicos depende da natureza do ensaio, é necessário adequar o método ao tipo de ensaio. Nos ensaios de medição de vibrações ambientais, as forças de excitação correspondentes às ações ambiente não são controladas nem medidas, não conhecendo nenhuma função associada. Este facto implica a consideração de que essas forças sejam idealizáveis através de um processo estocástico³ gaussiano de tipo ruído branco, detalhado mais à frente nesta secção.

Assim podem-se distinguir dois tipos de identificação modal: determinística e estocástica. Na identificação determinística é identificado um sistema através da análise da entrada e da resposta, pois é possível definir a excitação através de uma função definida por forças harmónicas ao longo do tempo (entrada) possibilitando a análise da resposta da estrutura (saída). Na identificação estocástica apenas se analisa a resposta (saída). Existe ainda a possibilidade de uma identificação determinística-estocástica, com análise da entrada e da resposta e modelação de entradas não controladas e de ruído na resposta (Rodrigues, 2004).

³ O termo estocástico tem origem no Grego *stochastikós* e significa que um determinado processo ou padrão é definido segundo as leis do acaso, com origem em processos não determinísticos e aleatórios

O conceito de identificação modal estocástica é aplicado à resposta de um sistema total, composto pelo próprio sistema estrutural e pela resposta de um sistema virtual das ações ambientes excitado por um processo de ruído branco. Na resposta do sistema total são interpretadas tanto as características do sistema estrutural como as do sistema virtual das ações. Os picos das amplitudes das funções de densidade espectral da resposta serão relativos a estes dois sistemas. Um dos objetivos importantes da identificação modal é distinguir quais os picos relativos ao sistema estrutural. Na Figura 3.34 está representado um esquema do que foi descrito neste parágrafo aplicando-se a todos os métodos de identificação modal estocástica.

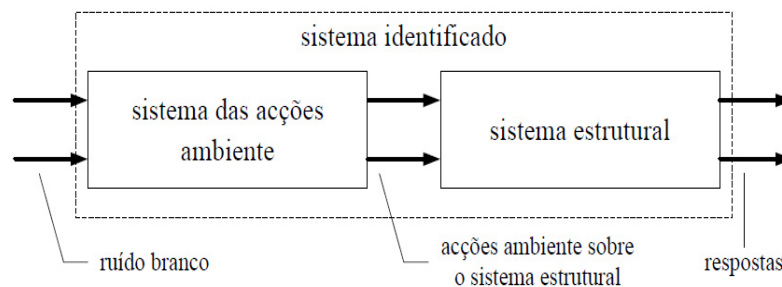


Figura 3.34 Esquema do conceito dos métodos de identificação modal estocástica (Rodrigues, 2004)

Nas estruturas de engenharia civil, consideradas de grande dimensão, os amortecimentos possuem valores pequenos e as ações ambientais tornam-se difíceis de definir por processos de ruído branco, mas por processos de banda larga, as funções de densidade espectral não são constantes mas são suficientemente uniformes numa determinada banda larga de frequências que permite distinguir se os picos (pólos) representam a resposta do sistema estrutural ou do sistema virtual de ações.

A avaliação das funções de densidade espectral da resposta dos sistemas estruturais medida experimentalmente pode ser feita por dois tipos de métodos distintos: os métodos no domínio da frequência e os métodos no domínio do tempo.

Os métodos no domínio da frequência são baseados em estimativas espectrais das respostas da estrutura. Os métodos que trabalham no domínio do tempo, podem usar como “input” as séries temporais da resposta das estruturas ou as suas correlações.

3.5.3.1 Métodos de identificação modal no domínio da frequência

Neste ponto apresentam-se resumidamente os três métodos de identificação modal mais utilizados, que se baseiam na estimativa de funções de densidade espectral: o método básico no domínio da frequência (BFD) ou método de seleção de picos; o

método de decomposição no domínio da frequência (FDD) e o método de decomposição no domínio da frequência melhorado (EFDD).

Para avaliar o primeiro método (BFD) são necessários alguns conhecimentos de processamento digital e análise espectral de sinais. Bendat e Piersol (1993, 2000) são referências que aprofundam este tema assim como Carvalhal et al (1989) e Caetano (1992). A determinação das transformadas discretas de Fourier (DTF) dos sinais de resposta é a maneira mais eficiente para avaliar as funções de densidade espectral da resposta de um sistema estrutural. Uma forma eficiente de efetuar a determinação é através do algoritmo da transformada rápida de Fourier, FFT (Rodrigues, 2004).

No que toca ao processamento do sinal a digitalização do sinal analógico exige a determinação de uma *frequência de amostragem* que registre corretamente o sinal. Normalmente essa frequência de amostragem é inferior à frequência do sinal que se pretende registrar – *erro de aliasing*. Surge então a necessidade de aumentar a densidade espectral. A aplicação de janelas no processamento do sinal é uma técnica simples que pode aumentar as características espectrais.

Outra intervenção quando se transforma o sinal é evitar que o sinal contenha um número inteiro de ciclos no interior da janela a submeter à análise para evitar um tipo de “fuga” ou “escorregamento” (*leakage*) antes do cálculo da TDF, aplicando-se janelas de processamento do tipo *Hanning* (Rodrigues, 2004). A janela *Hanning* tem por objetivo garantir que o sinal a submeter à FFT é um período inteiro.

A Figura 3.35 apresenta a diferença entre um sinal não submetido ao processamento por janelas e o mesmo sinal submetido a uma janela do tipo *Hanning*. Este tipo de janela também pode intervir num erro de variância, provocado pelas estimativas obtidas pelas transformadas discretas de Fourier dos espectros de densidade espectral.

Opta-se por dividir então o registo de respostas em n amostras e aplica-se a janela a cada uma delas, posteriormente é calculada a respetiva transformada discreta de Fourier e a média correspondente. Outra via é através da sobreposição das diferentes amostras para realçar as amplitudes nas extremidades da amostra.

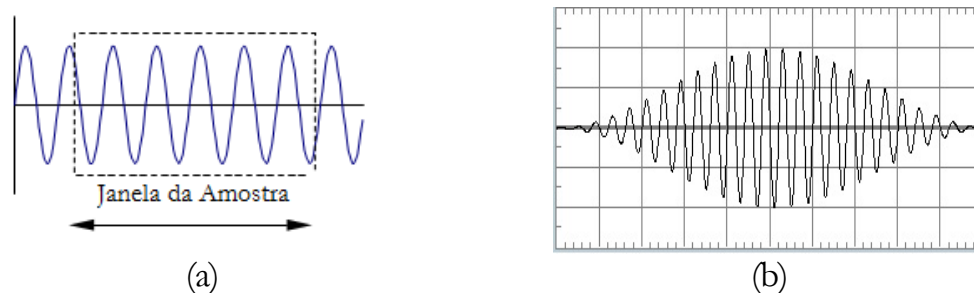


Figura 3.35 Análise de um sinal por FFT: (a) Janela da amostra por submeter a análise e (b) Amostra submetida a janela “Hanning” (Laboratorial, 2002).

Método básico no domínio da frequência (BFD)

O método mais conhecido para identificar os parâmetros modais é o método da seleção de picos, também denominado por método básico no domínio da frequência (BFD). Por ser um método simples e rápido é o método de identificação modal onde há maior experiência, no domínio da avaliação experimental das características dinâmicas de estruturas de engenharia civil.

As frequências naturais são obtidas através dos picos dos espectros de potência das acelerações medidas na estrutura, sendo o seu cálculo simplificado por um espectro médio normalizado que contém informação relativa ao conteúdo espectral de todos os pontos instrumentados (R. Miguel & Pimentel, 2008).

Este método baseia-se na hipótese que, para frequências próximas das frequências naturais da estrutura, a sua resposta dinâmica é essencialmente condicionada pela contribuição do modo ressonante. Uma vez validada esta hipótese a identificação dos picos dos espectros de potência das respostas como os picos das funções de resposta em frequência, torna-se possível. Os picos identificados resultam nas frequências naturais da estrutura (Da Costa, 2012).

Método de decomposição no domínio da frequência (FDD)

Este método pode ser considerado uma extensão do método BFD, uma vez que também se baseia nas estimativas das funções de densidade espectral da resposta. Este método decompõe a matriz de funções de densidade espectral nas contribuições modais, através da aplicação de algoritmos de decomposição em valores singulares. Cada função passa a corresponder a um sistema de um grau de liberdade, cada um correspondente a um modo de vibração do sistema.

Método de decomposição no domínio da frequência melhorado (EFDD)

Este é em grande parte semelhante ao anterior, contudo possui uma segunda parte que permite identificar, nos espectros de valores singulares, as funções de densidade espectral dos sistemas de um grau de liberdade correspondentes aos modos de vibração identificados. Uma vez identificadas essas funções são ajustadas, permitindo estimar as frequências e as configurações modais, com a novidade de se estimarem os coeficientes de amortecimento.

3.5.4 Comparação e calibração de modelos numéricos utilizando resultados experimentais

Neste ponto aborda-se a comparação de resultados numéricos com resultados experimentais, nomeadamente em termos de frequências naturais e modos de vibração.

Para comparar as frequências é comum listarem-se os seus valores numa tabela, indicando os erros relativos para cada modo e traçar um gráfico com os valores das frequências calculadas com o modelo em função das frequências identificadas para os correspondentes modos de vibração (Rodrigues, 2004). Facilmente se percebe que a aproximação é boa se a reta de tendência formada pelos pontos se aproximar da bissetriz dos quadrantes ímpares (reta $y = x$). A análise destes gráficos e tabelas permitem concluir qual ou quais os modos mais distantes e que deverão ser alvos de modificações ou aceites como suficientemente próximos. Permite também identificar os modos em que a estrutura revela excesso ou carência de rigidez.

Outra forma de comparar os resultados obtidos pelas duas vias é através da comparação das componentes modais. Uma forma rápida de compara-las é através da representação gráfica das configurações modais normalizadas. Outra forma de quantificar a proximidade entre resultados obtidos é através de um gráfico em que se traçam em ordenadas as componentes modais calculados com o modelo numérico e em abcissas as componentes modais identificadas experimentalmente – *gráfico de 45°* (Rodrigues, 2004). A sua análise é feita de forma análoga à analisada para os gráficos de frequências.

Este tipo de comparação pode evoluir para a determinação do coeficiente *MAC* (*modal assurance criterion*). Trata-se de um valor que traduz a correlação que é visualizada nos gráficos referidos anteriormente mas que pode ser determinado para cada par de vetores de componentes modais numéricas e experimentais através da seguinte equação:

$$MAC^{a-e}(i, j) = \frac{|(\varphi_i^a)^T \varphi_j^e|^2}{((\varphi_i^a)^T \varphi_i^a)((\varphi_j^e)^T \varphi_j^e)} \quad (3.10)$$

Em que: φ_i^a é o vetor de componentes modais calculados com o modelo numérico para o modo i ; φ_j^e é o vetor das componentes modais identificadas experimentalmente para o modo j .

Este coeficiente assumirá valores que variam entre 0 e 1. Valores iguais a 1 indicam uma correlação ótima e 0 mostram que a correlação é fraca. Esta comparação assume um carácter matricial quando são relacionados mais do que um modo simultaneamente. Os valores da diagonal principal da matriz devem apresentar valores próximos de 1 ($> 0,9$) (Mendes & Oliveira, 2008).

A calibração de modelos numéricos consiste em compatibilizar os modelos numéricos face aos resultados dos ensaios experimentais obtidos. A calibração de modelos numéricos confere às análises numéricas de previsão do comportamento dinâmico maiores garantias, uma vez que as características dinâmicas estão próximas das reais.

3.6 Considerações finais

Neste capítulo abordaram-se alguns fatores que influenciam o comportamento dinâmico de edifícios. As tipologias construtivas adotadas atualmente revelam um melhor comportamento dinâmico de edifícios de betão armado em comparação com os edifícios “Gaioleiros” construídos em fracas fundações e com paredes de alvenaria muito pesadas que resultam numa elevada força de inércia e conseqüentemente elevada rigidez. Nos edifícios de betão armado realçou-se a importância da consideração dos painéis de enchimento de alvenaria de tijolo e a existência de juntas de dilatação totais.

As paredes de alvenaria aumentam a resistência lateral do pórtico que lhe é adjacente e contribuem para a capacidade de dissipação de energia. Existem vários métodos para simular o contributo das paredes de alvenaria, como o método da biela diagonal equivalente. Os métodos de Smith & Riddington e Priestley apresentam fórmulas práticas, que relacionam a largura com o comprimento da biela.

A existência de uma junta de dilatação total, perante as ações ambientais, poderá não ter influência no comportamento dinâmico, podendo os deslocamentos dos pisos serem uniformizados devido à fraca intensidade das vibrações. No âmbito das ações sísmicas, as propriedades adotadas na junta como a largura e a rigidez linear efetiva poderão ter uma influência no comportamento dinâmico.

Abordou-se por último as técnicas de caracterização dinâmica de estruturas de engenharia civil. Com a criação de um modelo numérico preliminar é possível ter uma noção dos parâmetros dinâmicos (frequências naturais e modos de vibração) expectáveis nos resultados dos ensaios experimentais e na escolha dos respetivos pontos de medição.

De entre os vários ensaios, os ensaios de vibração ambiental são mais práticos e económicos por dispensarem equipamentos que provoquem oscilações da estrutura. Com base nos resultados experimentais e recorrendo a técnicas de identificação modal é possível obter as frequências naturais e modos de vibração com vista a calibrar os modelos numéricos.

4

ANÁLISE DINÂMICA DE UM EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO

4.1 Considerações Iniciais

Neste capítulo descreve-se a caracterização do comportamento dinâmico de um edifício existente de betão armado, através do desenvolvimento de modelos numéricos de elementos finitos e a realização de ensaios de vibração ambiental. Foi considerado como objeto de estudo o Edifício Ferreira Cardoso, situado no Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

Inicialmente descreve-se o edifício, nomeadamente: a sua geometria e as diferenças das áreas em planta de cada um dos pisos. Abordam-se aspetos relativos a elementos não estruturais que possam ter influência no comportamento dinâmico do edifício. Esta descrição facilita a posterior elaboração do modelo numérico em elementos finitos que também será descrita neste capítulo com detalhe.

Na segunda parte abordam-se sequencialmente os aspetos que precedem a realização dos ensaios de vibração ambiental, descrevendo-se os principais passos envolvidos. Serão descritas as componentes tecnológicas que intervieram quer na obtenção dos resultados quer no seu refinamento.

Por último, será feita uma análise comparativa dos parâmetros modais obtidos experimentalmente e numericamente, utilizando as técnicas descritas no final do Capítulo 3.

4.2 Descrição do edifício

Inicia-se esta secção com uma descrição geral do edifício que engloba aspetos como a localização, o número e dimensões em planta dos pisos e os alinhamentos principais dos pilares que constituem a estrutura do edifício. Posteriormente, a descrição foca-se nos elementos estruturais como as fundações, pilares, vigas, lajes, muros e paredes

estruturais. Também serão descritos alguns elementos não estruturais que irão participar na conceção do modelo numérico da secção 4.3.

4.2.1 Descrição geral

O edifício em estudo foi inaugurado em 2006 e alberga diversas instalações, tais como: salas de aula, gabinetes, laboratórios e instalações sanitárias. O edifício é constituído por uma estrutura de betão armado, sendo composto por duas caves (-2 e -1), o piso térreo e 4 pisos elevados, tendo sido implantado à cota 63,40 m.

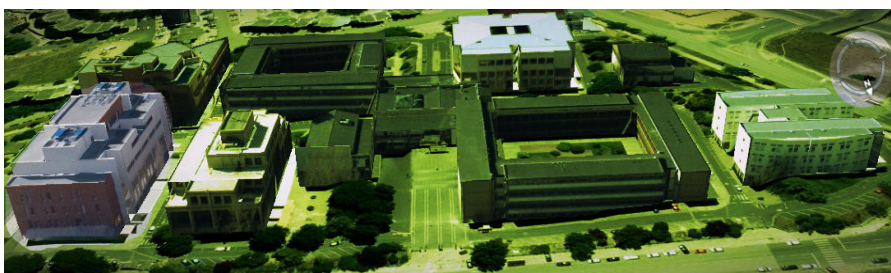


Figura 4.1 Campus do ISEL com realce no Edifício Ferreira Cardoso e na respetiva orientação.

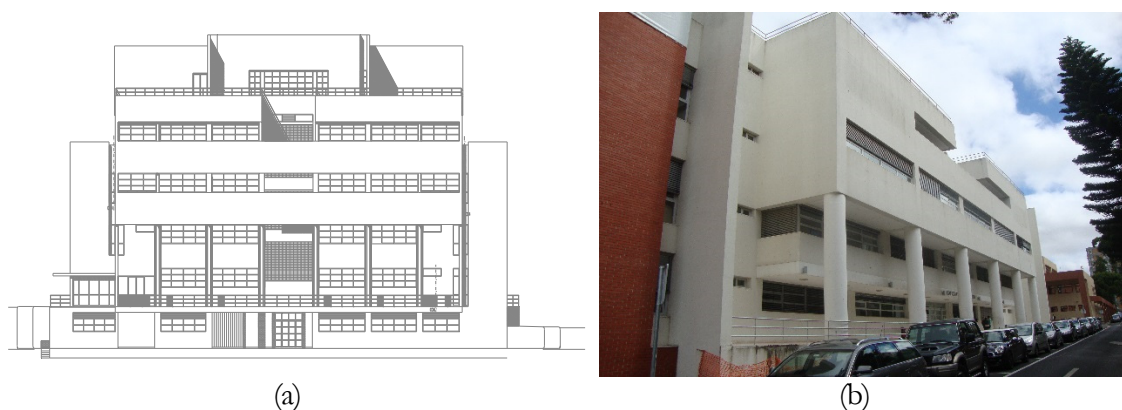


Figura 4.2 Edifício Ferreira Cardoso: (a) Alçado Oeste (AutoCAD) e (b) Perspetiva lateral do alçado Este.

Em planta apresenta uma geometria aproximadamente retangular de dimensões $66,60 \times 31,30 \text{ m}^2$ com um desenvolvimento em altura de 29,15 metros. Possui 11 alinhamentos correspondentes aos alinhamentos dos eixos de simetria dos pilares na direção longitudinal (Norte-Sul) e 7 na direção transversal (Este-Oeste). A Figura 4.3 representa a planta de fundações (piso -2) com os alinhamentos dos pilares assinalados, sendo que os pilares definidos pelos eixos “X” e “Y” representam respetivamente o alinhamento desse pilar segundo a direção transversal e longitudinal respetivamente, como forma prática de designá-los futuramente neste trabalho.

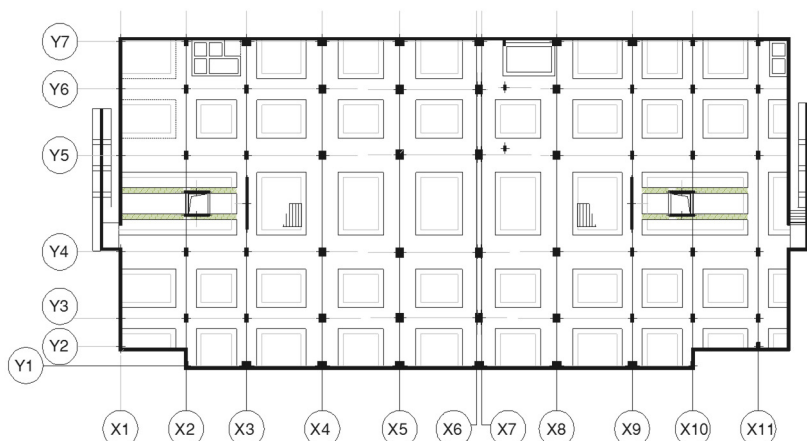


Figura 4.3 Planta de fundações com alinhamentos dos pilares principais.

É de notar na figura anterior a existência de dois alinhamentos substancialmente próximos (X6 e X7). Esses alinhamentos correspondem a duplicações dos elementos estruturais devido à presença de uma junta de dilatação com 2 centímetros de espessura que atravessa o edifício desde do piso térreo até ao topo da cobertura.

4.2.2 *Elementos estruturais*

Os elementos estruturais que serão descritos são as fundações e os elementos verticais e horizontais estruturais. As fundações constituem um ensoleiramento geral. Os elementos verticais referem-se aos pilares, aos muros que contornam o perímetro das caves e às paredes estruturais que envolvem as caixas dos elevadores e as escadas. A descrição dos elementos horizontais passa essencialmente pela descrição do tipo de pavimento adotado neste edifício, pelas dimensões das áreas de implantação que se verificam de piso para piso e pelas particularidades que resultam na modelação numérica da estrutura.

4.2.2.1 *Fundações*

Ao nível das fundações apresenta um ensoleiramento geral constituído por laje de nervuras de 80 cm de espessura. A laje de piso térreo é constituída por um enrocamento de granulometria extensa, seguindo-se uma camada de betonilha de regularização e posteriormente um massame com 15 centímetros de espessura, armado com varões electro soldados do tipo “MalhaSol” CQ30. A constituição do pavimento encontra-se ilustrada na Figura 4.4.

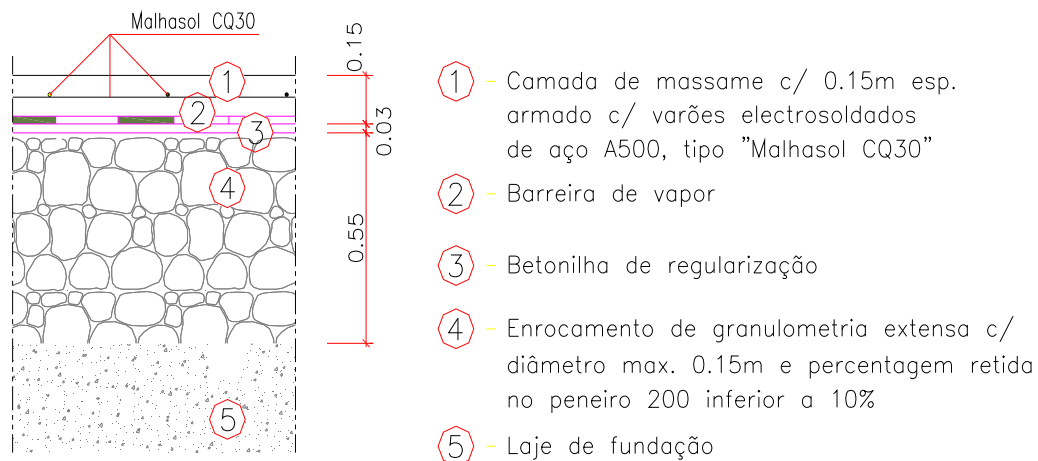


Figura 4.4 Pormenor do pavimento do piso térreo.

4.2.2.2 Elementos verticais estruturais

Como elementos verticais estruturais o edifício apresenta pilares, muros e paredes. Os pilares possuem na sua maioria secção retangular, exceto os alinhamentos Y1 e Y7 que no troço entre o piso 0 e o piso 1 apresentam secção circular com 90 cm de diâmetro, retornando depois a secções retangulares. No piso 0 os pilares de bordo assumem uma secção circular e encontram-se no exterior do edifício ao nível do piso térreo, vincando dessa forma a sua presença na arquitetura do edifício.

As secções dos pilares dos alinhamentos X6 e X7 dividem-se em metades iguais (retangulares e semicirculares, respetivamente) devido à presença da junta de dilatação. A Figura 4.5 mostra uma perspetiva da fachada oeste do edifício com a disposição dos pilares exteriores e o pormenor na zona da junta.



(a)



(b)

Figura 4.5 Edifício Ferreira Cardoso Alçado Sueste: (a) Pilares secção circular e (b) zona da junta.

Os muros estruturais são constituídos por betão armado e contornam todo o perímetro do edifício desde as fundações até ao piso térreo. A sua espessura varia entre os 25-30 cm.

As paredes estruturais estão encastradas na base do edifício e apresentam espessuras de 25 centímetros e a parede resistente de betão armado, que envolve a caixa de escadas, apresenta uma espessura de 15 centímetros. Têm como função aumentar a resistência estrutural dos núcleos dos ascensores (ver Figura 4.8 - **A**) e das escadas (ver Figura 4.8 - **Ec** e **El**), como elementos estruturais de dissipação de energia e dimensionadas para resistir a ações horizontais e verticais (Rufino dos Santos, 2011).

Os núcleos de elevadores e de escadas encontram-se em espaços opostos do edifício, como demonstra a Figura 4.8. Os patins destas escadas laterais apresentam uma espessura de 40 e 20 cm. Os patins com maior espessura transmitem as cargas às vigas de bordadura.

4.2.2.3 Elementos horizontais estruturais

As lajes, quanto ao tipo de apoio, são fungiformes, ou seja, as cargas aplicadas nas lajes são transmitidas diretamente aos pilares. Quanto à sua constituição as lajes são do tipo aligeiradas nervuradas. Enquanto nas lajes do piso de fundação distinguem-se nervuras com seções diferentes, nos restantes pisos o pavimento é em laje fungiforme nervurada do tipo GKN “9 M” ou ATEX 900 com nervuras nas duas direções com as dimensões ilustradas na Figura 4.6.

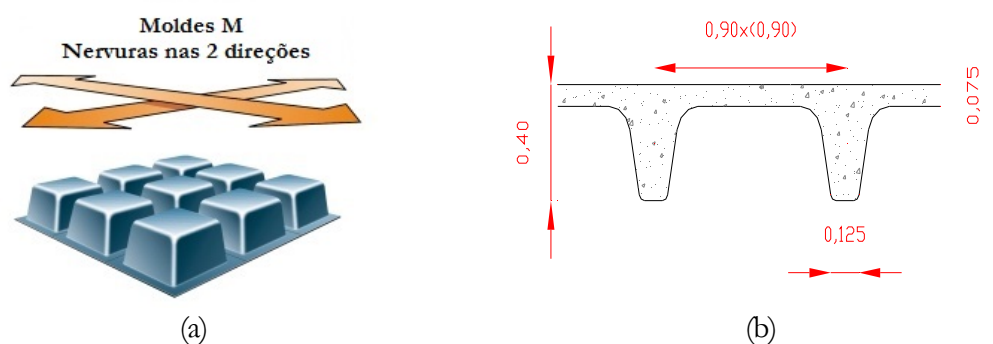


Figura 4.6 Laje aligeirada (a) Representação dos moldes e (b) secção transversal da laje nervurada modelo ATEX 900 nos pisos -1, 0, 1, 2, 3, 4 e cobertura.

Este tipo de pavimento é utilizado na construção de lajes nervuradas em módulos de 900 mm entre eixos de nervuras, nas duas direções ortogonais. As abas estreitas (125 mm) possibilitam a descofragem mantendo a estabilidade vertical do pavimento. As nervuras têm como principal vantagem, face a uma laje maciça, a redução do peso próprio que é conseguida através da introdução de moldes ou blocos de cofragem que podem ser recuperáveis ou perdidos, sendo o primeiro tipo aplicado ao edifício em

estudo. Estes blocos originam nervuras bidirecionais, solidarizadas por uma lajeta de betão que absorve os esforços de compressão (Gorgulho, 2001).

Nas lajes fungiformes é necessário reforçar a laje na zona envolvente de certos pilares onde se dá a transferência de cargas da laje para o pilar. Para garantir essa transferência de esforços e a segurança ao punçoamento pode ser necessário o alargamento das secções dos pilares no topo, ou o aumento da espessura da laje nessa zona – *capitel*. A sua forma pode variar desde retangular, circular ou cónica. A Figura 4.7 mostra que no caso do edifício em estudo se recorreu ao maciçamento da laje na zona dos pilares centrais. Os capitéis possuem uma espessura de 50 cm.

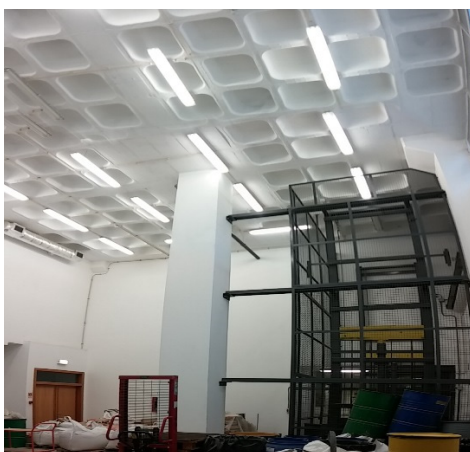


Figura 4.7 Laje fungiforme nervurada do Edifício Ferreira Cardos (*Campus* do ISEL).

Podemos verificar na figura anterior que as lajes, na zona dos pilares, são maciças (não aligeiradas) e em alguns pilares encontram-se aumentos de espessura da laje – *capitéis*. O recurso às lajes fungiformes como solução na construção poderá não evitar totalmente o uso de vigas estruturais. O recurso a vigas principalmente nas ligações entre pilares de bordo e de canto é vantajoso quer ao nível estrutural quer ao nível económico. A implementação de vigas dispensa grande parte da quantidade de ferro que seria necessário para reforçar a laje na zona dos pilares se esta não tivesse vigas.

Este edifício foi construído adotando vigas de bordadura. A partir do piso -1 todos os pilares de bordo separados pela junta estão ligados entre si, por vigas de betão armado de secção retangular disposta ao alto. No piso -1 encontram-se vigas estruturais das escadas, denominadas no âmbito da construção, por lintéis. Estes lintéis destinam-se a suportar as cargas que atuam nos patins das escadas. Em todos os pisos também encontramos uma viga que liga, perpendicularmente, as paredes estruturais das caixas dos ascensores (Figura 4.8).

No piso 1 surgem alterações relativamente aos elementos estruturais, lajes e vigas. O piso 1 é menor, nas suas dimensões em planta, que os pisos subterrâneos e térreo. Na Figura 4.8 é possível verificar através da sobreposição dos pisos 0 (a verde) e 1 (a preto) a diminuição das áreas de implantação.

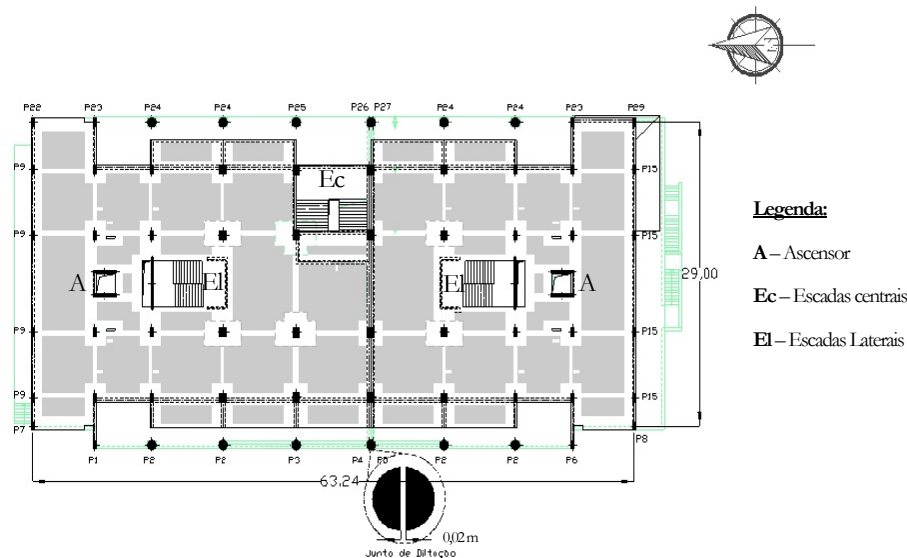


Figura 4.8 Planta do piso 1 sobreposta à planta do piso 0 com pormenor da junta e orientação.

Os pisos 2 e 3 têm uma área em planta maior que o piso 1 e que o piso 4. O piso 4 é o piso com menor área em planta.

Esta diferença de áreas nos diversos pisos resulta num número diferente de pilares que constituem o piso, sendo uma das razões que conduz a irregularidade do edifício em altura.

4.2.3 Elementos não estruturais

Neste ponto serão descritos alguns elementos não estruturais, em termos da sua disposição e os materiais adotados nos painéis de enchimento de alvenaria e na junta de dilatação, com vista a estudar a sua contribuição na modelação numérica da secção 4.3.

4.2.3.1 Painéis de enchimento de alvenaria

As plantas de arquitetura que se apresentam de seguida mostram a disposição dos painéis de enchimento de alvenaria de tijolo, confinados lateralmente por pilares e confinados pelas lajes, nos bordos superiores e inferiores dos painéis (ver Figura 4.9, Figura 4.10 e Figura 4.11). As paredes duplas são constituídas por dois panos de alvenaria separados por uma caixa-de-ar. As dimensões dos tijolos cerâmicos em alguns panos são de $230 \times 150 \times 67$ (mm) e noutros são de $230 \times 110 \times 67$ (mm).



Figura 4.9 Plantas arquitetônicas com a disposição dos painéis de alvenaria: (a) Piso 0 e (b) Piso 1.



Figura 4.10 Plantas arquitetônicas com a disposição dos painéis de alvenaria: (a) Piso 2 e (b) Piso 3.

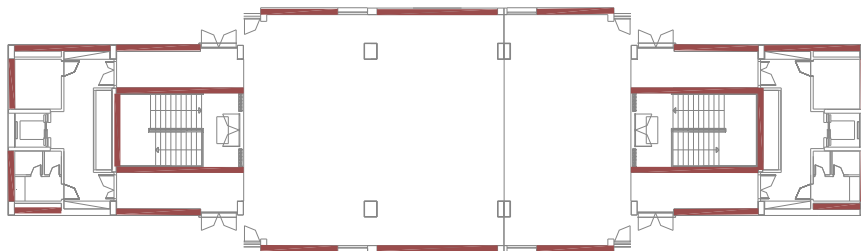


Figura 4.11 Planta arquitetônica com a disposição dos painéis de alvenaria do piso 4.

4.2.3.2 *Junta de dilatação*

As plantas representadas nas figuras anteriores demonstraram a existência de uma linha que corresponde à junta de dilatação que atravessa todo o edifício transversalmente e que se desenvolve igualmente em altura. A junta tem uma largura de dois centímetros e possui diferentes revestimentos consoante esteja no exterior ou no interior do edifício e/ou quer seja horizontal ou vertical. No exterior é bem visível como este elemento atravessa elementos estruturais relevantes como pilares, vigas e lajes (Figura 4.12). Devido às suas características e de acordo com o que ficou demonstrado no ponto 3.4.1 esta junta denomina-se por “junta estrutural”.



(a) (b)
Figura 4.12 Pormenor da junta estrutural: a) exterior e b) interior.

4.3 Modelo numérico

A modelação numérica do edifício em estudo foi elaborada a partir da interpretação das peças desenhadas e tendo em conta os aspetos descritos na secção 4.2. Na definição do modelo considera-se uma implementação geral seguida de alguns aspetos particulares referentes aos painéis de enchimento de alvenaria e à junta de dilatação. Inicialmente elabora-se um modelo preliminar composto por todos os elementos estruturais e ações consideradas relevantes para o estudo do comportamento dinâmico – Modelo A. O segundo modelo é constituído pelo Modelo A acrescido da modelação dos painéis de enchimento de alvenaria através do método da biela diagonal equivalente – Modelo B. O terceiro e último modelo é constituído pelo Modelo B acrescido da modelação da junta de dilatação presente no edifício e uma duplicação dos elementos estruturais simétricos (pilares e vigas) presentes na zona da junta, com vista a estudar a sua influência no comportamento dinâmico do edifício face às ações ambientais – Modelo C.

4.3.1 Implementação geral

Implementou-se um modelo numérico preliminar por elementos finitos, constituído por 2614 elementos de barra (horizontais e verticais), 18284 elementos de superfície (horizontais e verticais) através do programa de cálculo automático SAP2000 (ver Figura 4.13). Definiram-se dois tipos de materiais para o modelo preliminar: o betão e o aço. O betão é da classe C25/30 e o aço é A400 NR (ver Tabela 4.1).

Tabela 4.1 Características dos materiais.

Betão C25/30	
E_c (GPa)	30
γ (kN/m ³)	25
f_{cm} (MPa)	2.6
ν	0.2
Aço A400 NR	
E_s (GPa)	200
γ (kN/m ³)	76
ν	0.3

Os materiais são considerados homogêneos, isotrópicos de comportamento elástico linear com as características indicadas na tabela acima.

Com base na análise das peças desenhadas fornecidas (plantas, alçados, cortes, pormenores de arquitetura e estabilidade) juntamente com visitas ao local tornou-se possível implementar o modelo numérico com um elevado grau de concordância.

Os elementos de barra são constituídos por pilares, vigas, lintéis e perfis de aço. Os elementos de casca ou de área simulam as lajes dos pisos, os lanços das escadas e os respetivos patins, as paredes e os muros estruturais, capitéis e platibandas.

Sendo o SAP2000 um programa de cálculo com base no método dos elementos finitos foi necessário discretizar os elementos de laminares em elementos mais reduzidos com dimensões próximas de 1 m, como forma de melhorar a obtenção de resultados.

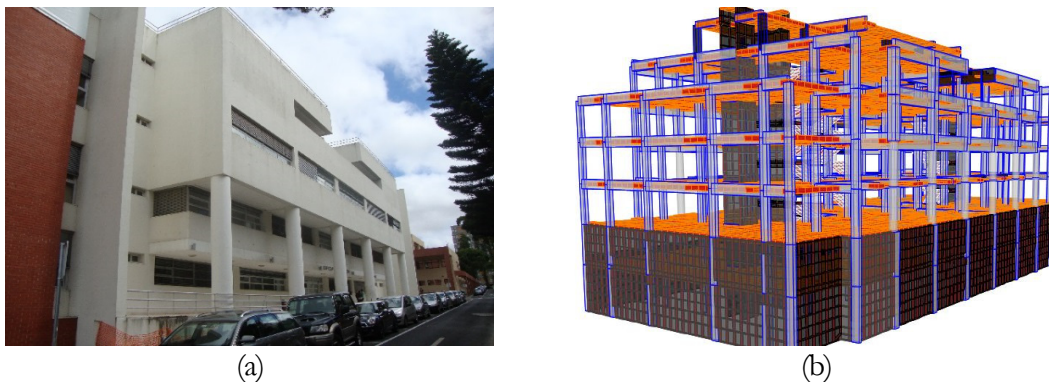


Figura 4.13 Edifício Ferreira Cardoso: (a) Estrutura real e (b) Modelo numérico em SAP2000.

Uma vez que os pisos -1 e -2 estão enterrados e envolvidos pelos muros estruturais e pelo próprio solo, o seu deslocamento é praticamente nulo, ou considerado desprezável quando comparado a outros pisos, quando são analisados os seus modos de vibração numa análise modal. Assim para simular o efeito de solo foram criados apoios em todos

os pontos da malha dos muros estruturais, restringidos na direção perpendicular ao plano do muro.

As ações consideradas foram as restantes cargas permanentes e as sobrecargas. As restantes cargas permanentes estão associadas aos painéis de enchimento de alvenaria exteriores e interiores e aos revestimentos em escadas e lajes de piso.

As sobrecargas são estabelecidas de acordo com a ocupação deste edifício, que como já foi referido compreende salas de aula, gabinetes ou escritórios e/ou salas de reunião.

A Tabela 4.2 apresenta os valores adotados para as ações e os respetivos coeficientes de combinação e de redução preconizados no Eurocódigo 8 (EC8, 2010) para a combinação da ação sísmica para ações variáveis e no Eurocódigo 1 (EC1, 2009).

Tabela 4.2 Valores das ações adotados no modelo numérico.

Restantes Cargas Permanentes	
Paredes de alvenaria de tijolo	2,22 kN/m ²
Revestimento dos pavimentos	0,4 kN/m ²
Revestimento das escadas	1,6 kN/m ²
Sobrecargas	
q_k	3,0 kN/m ²
Ψ_2	0,6
φ	0,8

As ações estão igualmente associadas à massa global ao nível dos pisos da estrutura.

Como já foi referido no capítulo anterior, a modelação numérica será tão bem sucedida quanto mais próxima for do modelo físico. Isto não quer necessariamente dizer que o modelo numérico seja uma cópia autêntica do modelo real. Perante uma análise dinâmica, considerar os elementos que predominam na rigidez e na massa da estrutura constitui, à partida, uma boa aproximação do caso em estudo. Como já foi mencionado, o edifício possui alguns alinhamentos dos pilares, em planta, desfasados de 5 cm, e em altura, a partir de determinados pisos, devido ao encurtamento das secções dos pilares, os alinhamentos dos eixos destes elementos estão apoiados num dos lados da secção do pilar anterior. Algumas destas assimetrias não foram tidas em conta, pois não afetariam de modo significativo os resultados obtidos para a análise em causa.

4.3.1.1 Modelo geral

As considerações referidas no ponto anterior referentes aos elementos estruturais incluindo as escadas centrais e laterais (ver Figura 4.8) constituem o Modelo A. O Modelo A corresponde ao modelo numérico constituído por todos elementos estruturais e ações anteriormente consideradas.

De seguida são ilustradas as frequências naturais (ver Figura 4.14, Figura 4.15, Figura 4.16, Figura 4.17) e os 4 primeiros modos obtidos no modelo numérico do Modelo A.

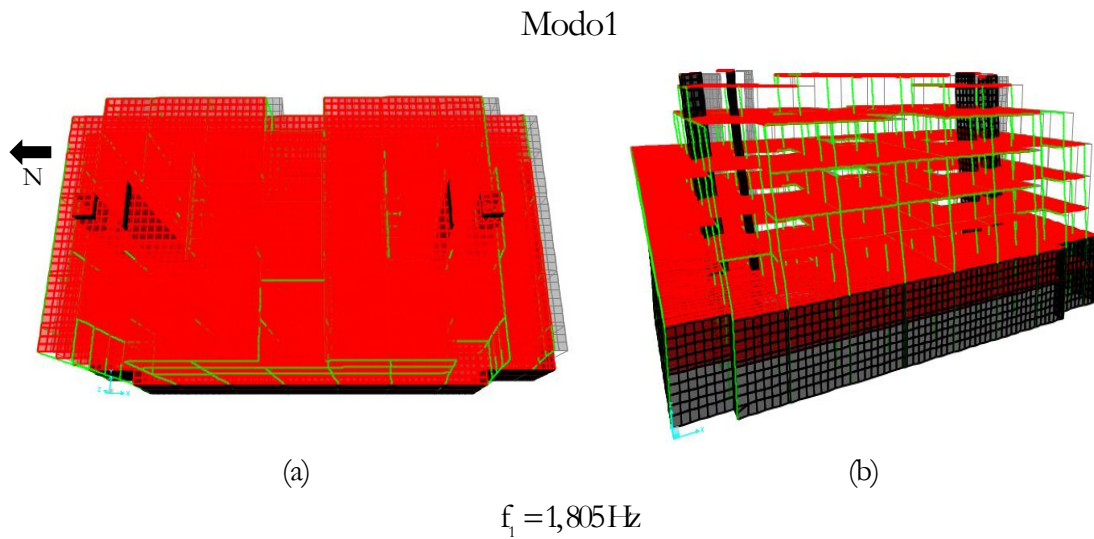


Figura 4.14 Modo de translação segundo a direção Norte-Sul: (a) Vista de topo e (b) Perspetiva lateral.

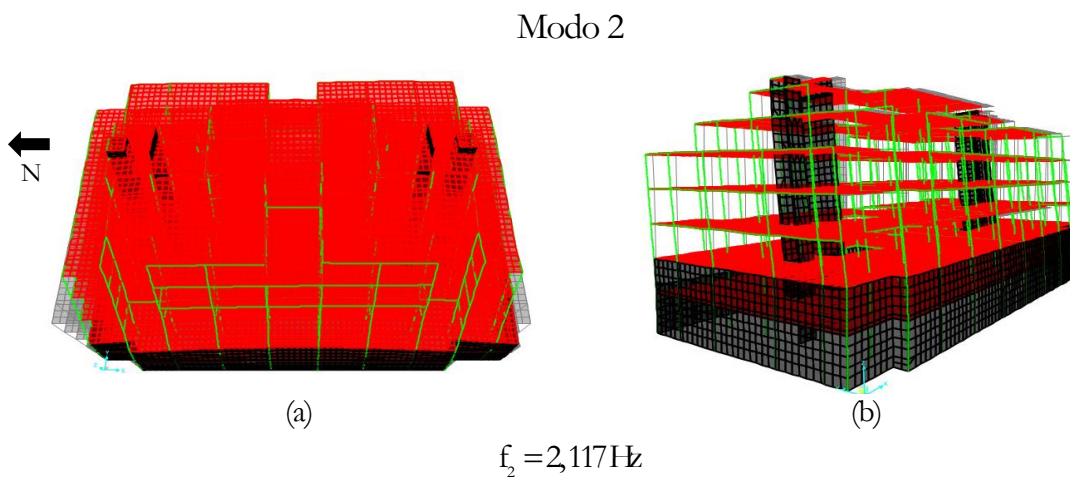


Figura 4.15 Modo de translação segundo a direção Este-Oeste: (a) Vista de topo e (b) Perspetiva lateral.

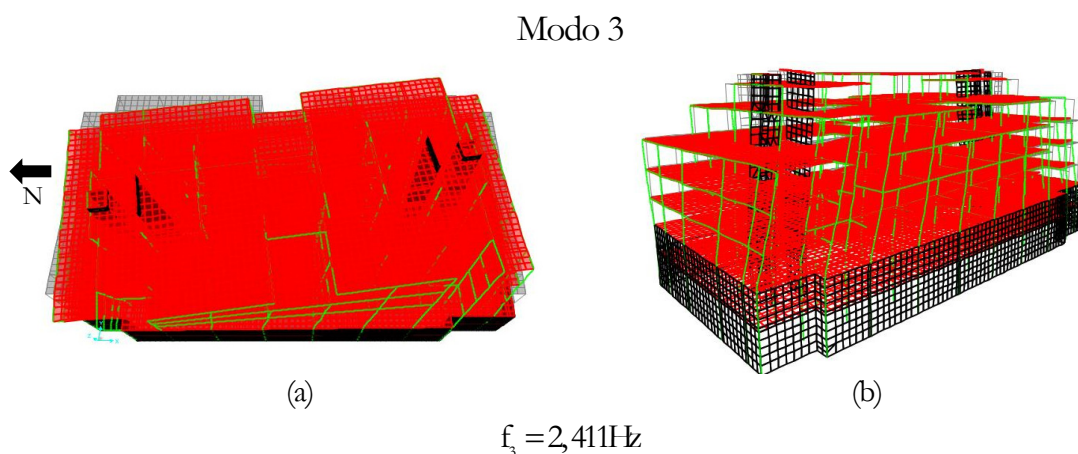


Figura 4.16 Modo de torção em torno de um eixo vertical: (a) Vista de topo e (b) Perspetiva Lateral.

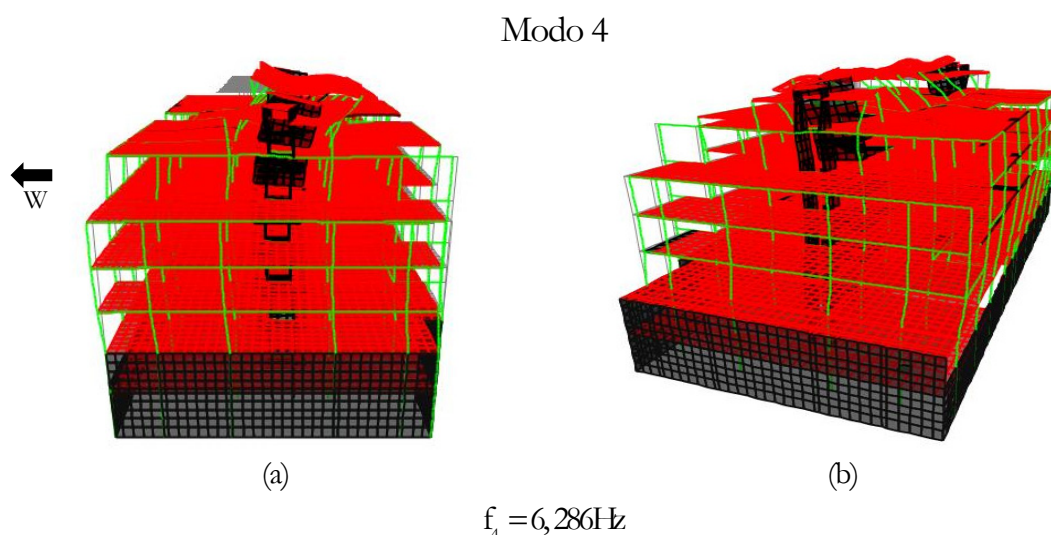


Figura 4.17 Modo de translação desfasada entre pisos segundo a direção Este-Oeste: (a) Vista de topo e (b) Perspetiva lateral.

Na Tabela 4.3 apresenta-se a comparação entre frequências naturais do edifício obtidas no SAP2000 para o Modelo A e as obtidas experimentalmente:

Tabela 4.3 Valores de frequências naturais obtidas para diferentes modos de vibração.

	Translação segundo a direção Norte-Sul (Hz)	Translação segundo a direção Este-Oeste (Hz)	Torção em torno de um eixo vertical (Hz)	Translação desfasada entre pisos segundo a direção Este-Oeste (Hz)
ARTeMIS	3,549	3,662	4,911	7,817
SAP2000 (Modelo A)	1,805	2,117	2,411	6,286

O próximo ponto aborda os aspetos particulares da modelação que se tornaram relevantes para caracterizar o comportamento dinâmico deste edifício.

Inicia-se com o estudo da influência dos painéis de enchimento de alvenaria e as hipóteses consideradas na sua modelação numérica e as simplificações tomadas a respeito da mesma. O segundo aspeto trata da modelação numérica da junta estrutural tendo em conta a descrição da sua influência no comportamento dinâmico (exposto na secção 3.4).

4.3.2 Aspetos particulares da modelação

Os aspetos particulares do modelo numérico, nos pontos seguintes, englobam as considerações tomadas para a modelação dos painéis de alvenaria de tijolo e da junta de dilatação. Serão empregues as fórmulas empíricas de Smith & Riddington e Priestley, que relacionam a largura da biela com o comprimento da diagonal do pórtico adjacente ao painel – Modelo B. Na junta de dilatação – Modelo C - são descritos os parâmetros adotados, como a largura e a rigidez conferida ao elemento de ligação. Para ambos os casos são apresentados os valores obtidos para as frequências naturais de vibração para os três primeiros modos.

4.3.2.1 Modelação com painéis de alvenaria – Modelo B

A modelação das paredes de alvenaria surgiu com o intuito de avaliar a sua influência nos parâmetros fundamentais do comportamento dinâmico da estrutura – frequências naturais e modos de vibração. Este aspeto surgiu após a realização do primeiro ensaio experimental e a posterior comparação dos resultados experimentais face aos resultados do modelo numérico preliminar (Tabela 4.3). Inicialmente, procedeu-se à avaliação dos métodos descritos no ponto 3.3.2 permitindo uma modelação da contribuição dos painéis de alvenaria, uma vez que existe alguma variação na execução de paredes de alvenaria que conferem rigidezes distintas.

O método utilizado foi a biela diagonal equivalente tendo-se adotado as fórmulas empíricas e conservativas sugeridas por Smith & Riddington e Priestley. Os resultados serão apresentados, discutidos e comparados com os resultados empíricos na secção 4.6, para os diferentes modelos de estudo.

Ambos os métodos do parágrafo anterior têm em comum as propriedades dos materiais definidos para a modelação da biela equivalente. O LNEC realizou ensaios em pórticos isolados preenchidos com alvenaria de tijolo sujeitos a compressão diagonal, concluindo que o módulo de elasticidade à compressão diagonal da alvenaria estaria entre os 5 GPa e os 8 GPa (Carvalhido, 2009) .

No modelo foi considerado um módulo de elasticidade para as bielas equivalentes de 6 GPa. As bielas possuem secção retangular com comprimento d , largura W e espessura igual à espessura da parede de alvenaria. São elementos de barra rotulados nas extremidades. A Figura 4.18 esquematiza um pórtico do caso de estudo pertencente ao alinhamento Y1 (ver Figura 4.3) (sentido longitudinal). Os vãos nesta direção possuem vários comprimentos tendo sido adotado um comprimento médio de 7,6 m por questões de simplificações, pois a largura da biela (W) também foi arredondada. Já os vãos na direção transversal são mais pequenos e como tal adotou-se a medida de 6,5 m para todos os vãos que tenham valores substancialmente próximos deste. As dimensões dos pórticos que possuem uma discrepância relevante destes valores foram modelados caso a caso.

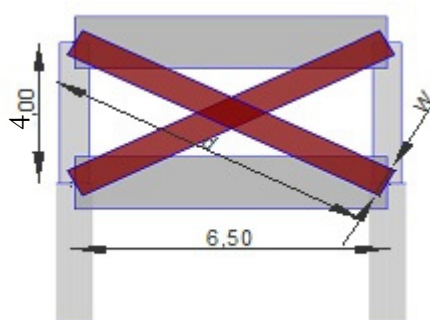


Figura 4.18 Esquema de um pórtico corrente na direção Este-Oeste, com modelação da biela diagonal equivalente (SAP2000).

Na Tabela 4.4 e na Tabela 4.5 apresentam-se as larguras das bielas equivalentes a adotar no modelo numérico, para os métodos de Smith & Riddington e Priestley, para os pórticos correntes da direção longitudinal (Norte-Sul) e para pórticos correntes da direção transversal (Este-Oeste).

Tabela 4.4 Valores da biela diagonal equivalente para pórtico corrente na direção Norte-Sul.

	Smith & Riddington	Priestley
d (m)	7,63	7,63
W (m)	0,8	1,9

Tabela 4.5 Valores da biela diagonal equivalente para pórtico corrente na direção Este-Oeste.

	Smith & Riddington	Priestley
d (m)	6,5	6,5
W (m)	0,7	1,6

O Modelo B permite obter frequências naturais considerando os painéis de enchimento de alvenaria na modelação do edifício através do método da biela equivalente descrito no ponto 3.3.2 considerando as fórmulas empíricas de Smith & Riddington e Priestley (equação (3.3) e equação (3.4), respetivamente). Optou-se por não apresentar as configurações modais uma vez que se revelaram idênticas às expostas a partir da Figura 4.14 até à Figura 4.17 e por se tratarem de configurações apenas de carácter qualitativo:

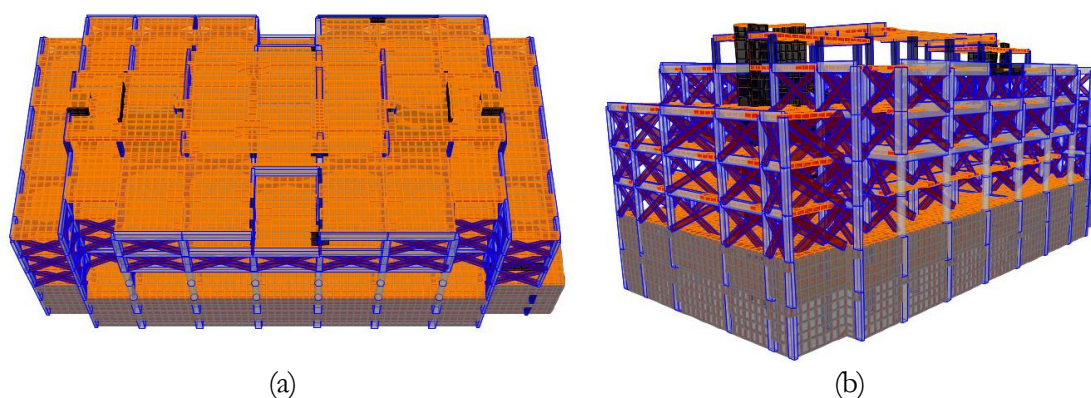


Figura 4.19 Estrutura indeformada para o Modelo B: (a) Vista de topo e (b) Perspetiva lateral.

Tabela 4.6 Valores de frequências naturais obtidas experimentalmente (ARTeMIS) e para o modelo numérico – Modelo B.

	Translação segundo a direção Norte-Sul (Hz)	Translação segundo a direção Este-Oeste (Hz)	Torção em torno de um eixo vertical (Hz)	Translação desfasada entre pisos segundo a direção Este-Oeste (Hz)
ARTeMIS	3,549	3,662	4,911	7,817
Smith & Riddington	3,857	3,665	9,671	7,991
Priestley	4,618	4,981	10,472	8,436

4.3.2.2 Modelo com junta de dilatação – Modelo C

A existência de juntas de dilatação poderá conduzir a alterações no comportamento dinâmico estrutural, sobretudo se as ações forem de grande magnitude, como por exemplo a ação de um sismo. Face à magnitude e natureza das ações ambientais a junta de movimento tornou-se um dos parâmetros de estudo da modelação numérica como forma de avaliar a sua influência no comportamento deste edifício e, em geral, em estruturas compostas por pórticos de betão armado – Modelo C.

Uma vez que o edifício é caracterizado face às ações ambientais foi colocada a hipótese de a junta de dilatação não ser considerada na modelação numérica (Modelo A e Modelo B). O Modelo C foi obtido a partir do Modelo B pelo facto de este último ter revelado as frequências mais próximas das experimentais. Foram modificados os elementos estruturais simétricos na zona da junta (ver alinhamento X6 e X7 da Figura 4.3) em todos os pisos, como a redução da largura das vigas e dos pilares para metade. Por esse motivo o Modelo C torna-se o mais próximo do real. Na zona da junta simulou-se a fronteira entre os elementos estruturais através de elementos de ligação do tipo Gap, disponíveis nos manuais do SAP2000 (CSI, 2013).

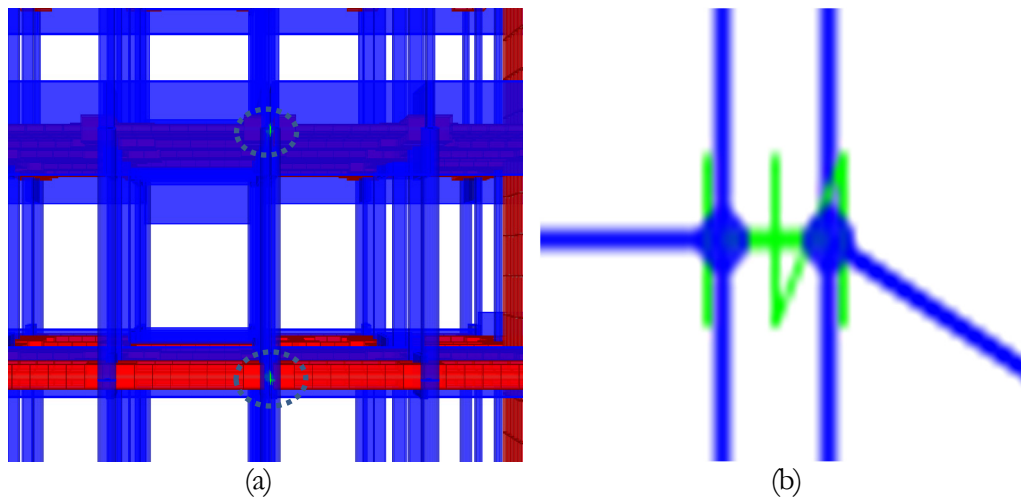


Figura 4.20 Elemento numérico da ligação entre elementos estruturais através de *Gap* (SAP2000): (a) Representação tridimensional e (b) Representação bidimensional de dois com elemento *Gap*.

Como foi explicado no ponto 3.4.3 e no ponto 3.4.4 o elemento numérico de ligação é função do próprio comprimento e da rigidez linear efetiva (K_g). O comprimento é a própria largura da junta e a rigidez foi calculada com base na equação (3.9). Na Tabela 4.7, que se apresenta de seguida, apresentam-se as características adotadas para o elemento de ligação *Gap*.

Ainda neste caso, realizou-se de forma iterativa o cálculo da rigidez linear efetiva do elemento de ligação como forma de estudar a sua influência, partindo do valor zero. Verificou-se que a partir do valor de rigidez 10^6 kN/m, o modelo exibia as mesmas frequências que para o valor de rigidez calculado através da equação (3.9),

Tabela 4.7 Parâmetros do elemento *Gap*

Comprimento do elemento <i>Gap</i> (m)	Rigidez linear efetiva (kN/m)
0,02	$2,083 \times 10^8$

A Tabela 4.8 diz respeito às frequências naturais obtidos para o Modelo C e para o Modelo C considerando o valor da rigidez linear efetiva $K_{el}=0$ para os primeiros 4 modos de vibração.

Tabela 4.8 Frequências naturais de vibração para o Modelo C

	Translação segundo a direção Norte-Sul (Hz)	Translação segundo a direção Este-Oeste (Hz)	Torção em torno de um eixo vertical (Hz)	Translação desfasada entre pisos segundo a direção Este-Oeste (Hz)
ARTEMIS	3,549	3,662	4,911	7,817
Modelo C	3,391	3,611	4,385	7,297
Modelo C ($K_{el}=0$)	3,103	3,221	3,428	6,894

Observou-se que as configurações modais de vibração eram novamente idênticas (qualitativamente) ao Modelo A e ao Modelo B pelo que não serão demonstradas podendo ser consultadas na Figura 4.14, Figura 4.15, Figura 4.16 e na Figura 4.17.

Considerando o valor nulo na rigidez linear efetiva ($K_{el} = 0$) obtêm-se configurações modais e frequências com uma elevada discrepância dos Modelos A e B. As **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**, Figura 4.22 e Figura 4.23 ilustram os modos de configuração modal com as respectivas frequências naturais obtidas com a consideração desta rigidez no elemento de ligação para os três primeiros modos de vibração. Não estão representadas as bielas diagonais equivalentes nas figuras seguintes para facilitar a visualização do comportamento da estrutura na zona da junta, realçando dessa forma a oposição de fase dos módulos da estrutura.

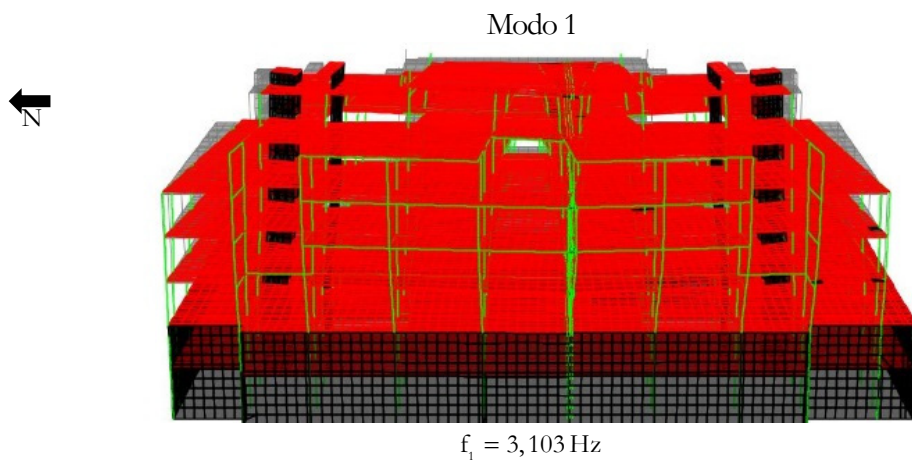


Figura 4.21 Configuração modal e frequência natural do primeiro modo – Vista de frente.

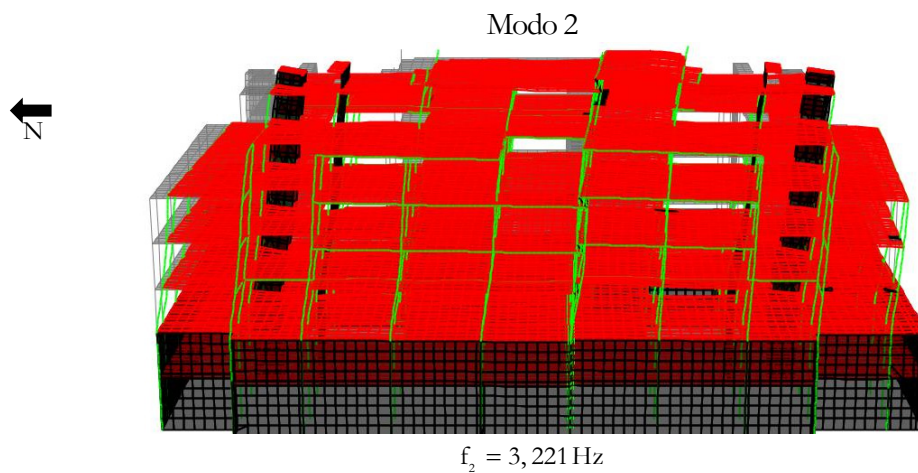


Figura 4.22 Configuração modal e frequência natural do segundo modo – Vista de frente.

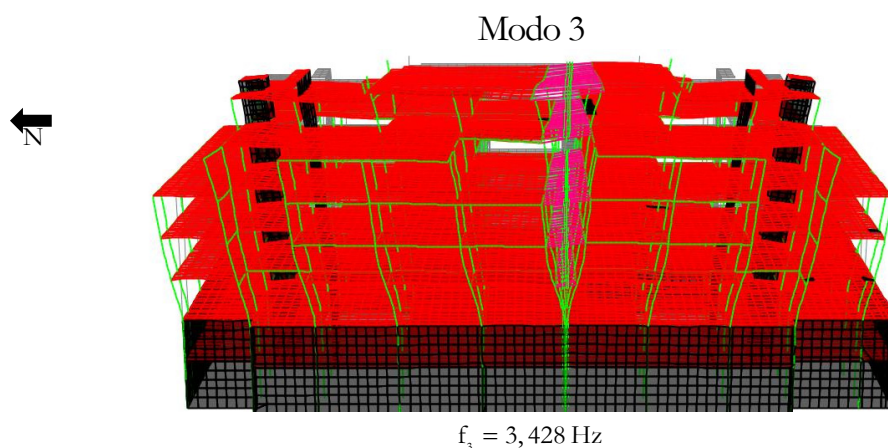


Figura 4.23 Configuração modal e frequência natural do terceiro modo – Vista de frente.

As configurações anteriores mostram-se distantes das obtidas para os Modelos A e B quando se adota o valor nulo à rigidez do elemento *Gap*. É facilmente visível um comportamento independente entre os módulos esquerdo e direito separados pela junta, presentes nos três modos. Lembra-se que o Modelo C é apenas relativo ao modelo numérico com a existência de junta com os parâmetros expressos na Tabela 4.7.

Estas foram as hipóteses adotadas na modelação do edifício, tendo sido necessário separa-las em três modelos como forma de estudá-los e compará-los. A próxima secção diz respeito à caracterização do edifício através da realização dos ensaios de vibração ambiental com o objetivo de avaliar o grau de concordância com os diversos modelos numéricos.

4.4 Ensaios de vibração ambiental

Uma vez obtidos os primeiros resultados relativos aos parâmetros dinâmicos extraídos nos vários modelos numéricos descrever-se-á, nesta secção, a realização dos três ensaios de vibração ambiental, cada um mais preciso e minucioso que o seu antecedente.

No dia 28 de Julho foram realizados inicialmente dois ensaios de vibração ambiental, o primeiro foi efetuado colocando os equipamentos no módulo esquerdo do edifício e o segundo no módulo direito. Este ensaio foi realizado com recurso apenas de um acelerómetro triaxial, um sistema de aquisição de dados, 2 computadores portáteis e diversos cabos destinados à alimentação elétrica dos equipamentos e à transferência de dados. Pelo facto de se ter disposto apenas de um acelerómetro, este primeiro ensaio teve um carácter preliminar e pouco preciso, porém permitiu fazer uma primeira comparação com os resultados numéricos.

A criação do modelo numérico e a obtenção dos respetivos valores das frequências naturais permitiu definir a frequência de amostragem para o tratamento de dados obtidos por via dos equipamentos. No início foram utilizados 250 Hz para o valor da frequência de amostragem permitindo observar que as frequências mais relevantes encontravam-se nos primeiros 25 Hz. Como margem de segurança, os dados foram posteriormente tratados utilizando uma frequência de amostragem de 50 Hz e foi aplicado um filtro passa-baixo. Graças a uma identificação modal efetuada numa rotina desenvolvida em *MatLab* foi possível avaliar e selecionar os picos relativos aos três primeiros modos de vibração do edifício e extrair as suas frequências naturais.

O primeiro ensaio preliminar foi realizado colocando o acelerómetro triaxial e o sistema de aquisição de dados sobre a laje do piso 3 numa sala situada na zona nordeste do edifício. O acelerómetro foi colocado orientando a sua direção “x” paralela ao comprimento do edifício (ver Figura 4.24). O registo teve a duração de 5 minutos.

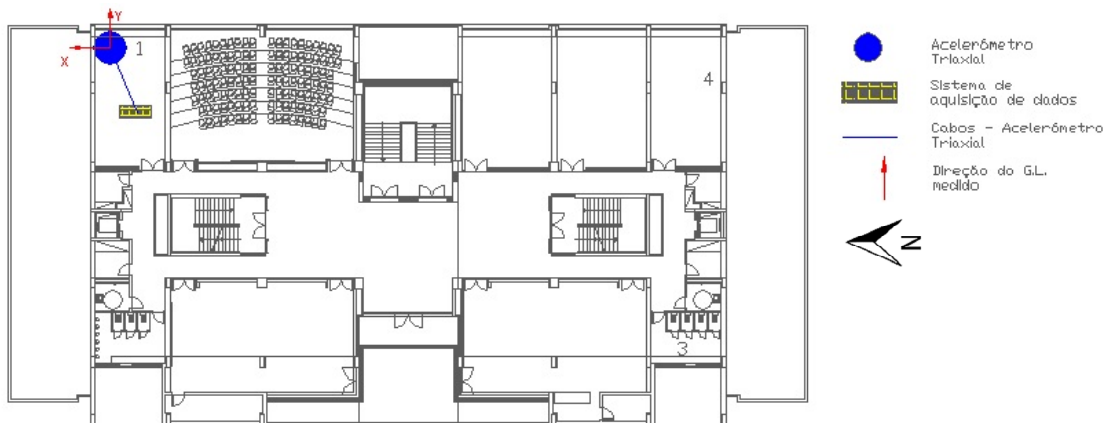


Figura 4.24 Esquema com a posição do equipamento de medição para o primeiro ensaio.

O segundo ensaio preliminar realizou-se colocando os mesmos equipamentos do primeiro ensaio no módulo direito, situado na zona sudoeste do edifício no mesmo piso (ver Figura 4.25). O registo teve a duração de 5 minutos.

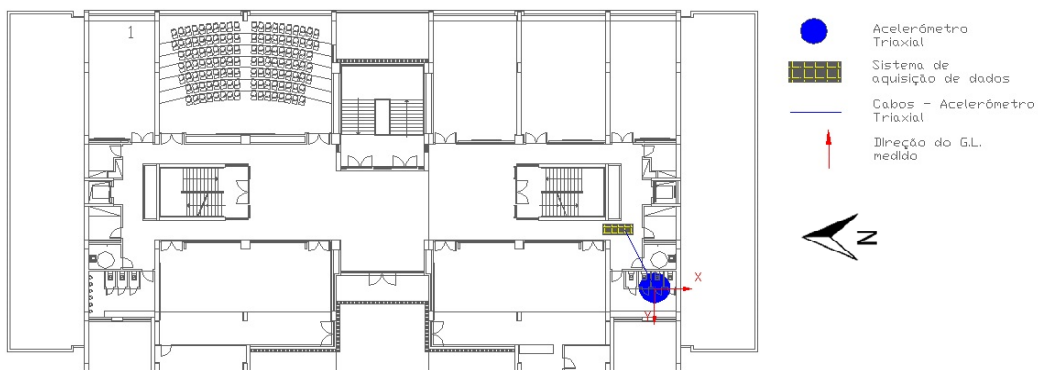


Figura 4.25 Esquema com a posição do equipamento de medição para o segundo ensaio.

Os resultados obtidos nos dois ensaios foram bastante próximos, diferindo apenas nos algarismos relativos às milésimas. Por esse motivo, a tabela que se segue expressa apenas os valores obtidos para o primeiro ensaio. Não tendo sido efetuada uma análise modal supôs-se que as frequências naturais dizem respeito aos modos nas direções presentes na Tabela 4.9:

Tabela 4.9 Primeiras três frequências naturais obtidas experimentalmente para o primeiro e segundo ensaio.

	Translação segundo a direção Norte-Sul (Hz)	Translação segundo a direção Este-Oeste (Hz)	Torção em torno da direção da altura (Hz)
Ensaio preliminar	3,662	4,883	9,277

Um terceiro ensaio foi realizado a 30 de Outubro utilizando o equipamento descrito adiante, dispondo os transdutores nos quatro cantos extremos do terceiro piso (ver Figura 4.26), respeitando as diretrizes expressas no capítulo anterior referentes ao planeamento de elaboração de ensaios experimentais em edifícios.

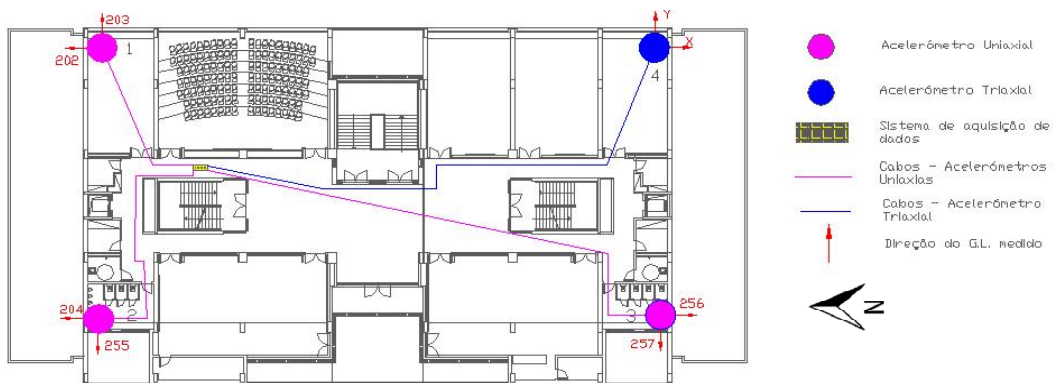


Figura 4.26 Esquema com a posição do equipamento de medição para o terceiro ensaio.

O conjunto de equipamento destinado a medir a resposta dinâmica do edifício foi constituído por:

- Um sistema de aquisição de dados da Kinemetrics, “Altus K2”, com 12 canais de medida (cada canal possui um condicionador e amplificador de sinal);
- 6 transdutores (3 pares) de aceleração (grandeza física medida) uniaxiais do tipo *force balanced* (Episensor, Modelo FBA ES-T), com sensibilidade de 2,5 V/g;
- 1 transdutor de aceleração (grandeza física medida) triaxial do tipo *force balanced* (Episensor, Modelo ES-T)
- Utilizaram-se cabos do tipo Belden de 6 pares (P/N 9874) para alimentação dos acelerómetros e transmissão do sinal ao sistema de aquisição;
- Um computador portátil com o objetivo de adquirir e armazenar as medições através do programa de aquisição, *Altus File Assistant* da Kinemetrics, específico para o sistema de aquisição utilizado (Kinemetrics, 2012).

Como se pode verificar através da Figura 4.26 e da lista de equipamento utilizado, os pontos numerados por 1, 2 e 3 foram medidos através de pares de acelerómetros uniaxiais emparelhados e o ponto 4 foi medido utilizando um acelerómetro triaxial. A imagem seguinte retrata a disposição destes transdutores.

A Figura 4.27 mostra a disposição do equipamento com as respetivas conexões:

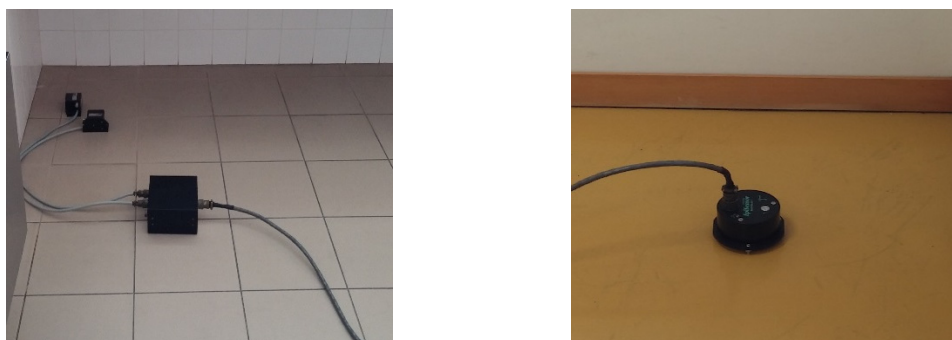


Figura 4.27 Disposição dos acelerómetros: (a) Par de acelerómetros uniaxiais e (b) Acelerómetro triaxial.

A tabela que se segue apresenta os valores obtidos para este último ensaio. As direções para cada frequência descritas na Tabela 4.10 são apenas suposições com base nos resultados obtidos dos modelos numéricos e que só serão confirmadas na secção seguinte através da identificação modal.

Tabela 4.10 Frequências naturais obtidas experimentalmente no terceiro ensaio.

	Translação segundo a direção Norte-Sul (Hz)	Translação segundo a direção Este-Oeste (Hz)	Torção em torno da direção da altura (Hz)
Ensaio preliminar	3,549	3,662	4,911

A partir das histórias de aceleração medidas no edifício, para as vibrações ambientais, procedeu-se à identificação modal, utilizando algumas das metodologias apresentadas no capítulo 3, como se mostrará na secção seguinte.

4.5 Identificação modal

Na sequência da medição da resposta dinâmica do edifício através do terceiro ensaio experimental a informação armazenada no sistema de aquisição de dados foi tratada procedendo-se à identificação dos parâmetros modais da estrutura. Com os programas *MatLab* e *ARTeMIS Extractor Pro 3.2* (*Ambient Response Testing and Modal Identification Software*) efetuou-se a análise modal a partir dos registos obtidos. Aplicando a técnica FDD, descrita no ponto 3.5.3.1 extraíram-se as frequências naturais e os respetivos modos de vibração. Neste último programa implementou-se um modelo simplificado do edifício que assinala a indicação dos sensores e as respetivas direções dos 9 graus de

liberdade medidos. Na Figura 4.28 apresenta-se o modelo de 3 pisos com geometrias retangulares com dimensões correspondentes às dimensões das plantas dos pisos do edifício.

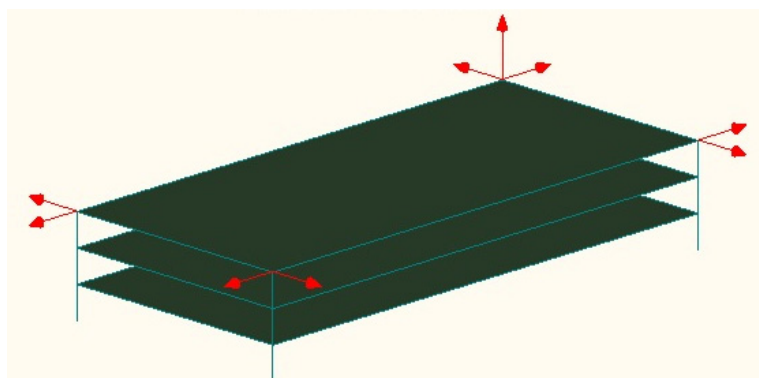


Figura 4.28 Representação esquemática do modelo introduzido no ARTeMIS e dos sensores a encamado.

Neste programa aplicou-se uma decimação de 250 Hz para 50 Hz, permitindo analisar o registo de frequências até 25 Hz. Na Figura 4.29 está representado o gráfico do espectro de valores singulares das densidades espectrais de potência da resposta em aceleração. Com o método do *Peack-Peacking*, foram assinalados 4 picos, que correspondem aos parâmetros modais da estrutura, frequências naturais e modos de vibração (ver Figura 4.29) que serão representados e comparados com os modelos numéricos na próxima secção.

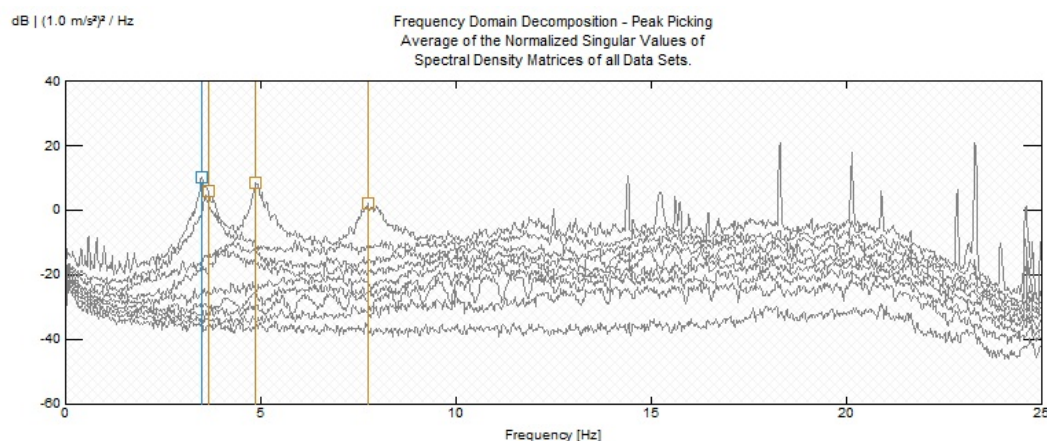


Figura 4.29 Espectro de valores singulares das densidades espectrais de potência da resposta em aceleração.

Na Figura 4.30 apresentam-se as configurações modais com as respetivas frequências naturais obtidas nos ensaios experimentais e processadas no programa *ARTeMIS*. O primeiro modo corresponde a uma translação segundo a direção Norte-Sul e o segundo modo segundo a direção Este-Oeste. O terceiro modo corresponde a uma torção em torno de um eixo vertical e o quarto modo de vibração traduz uma translação entre os pisos desfasada na direção Este-Oeste:

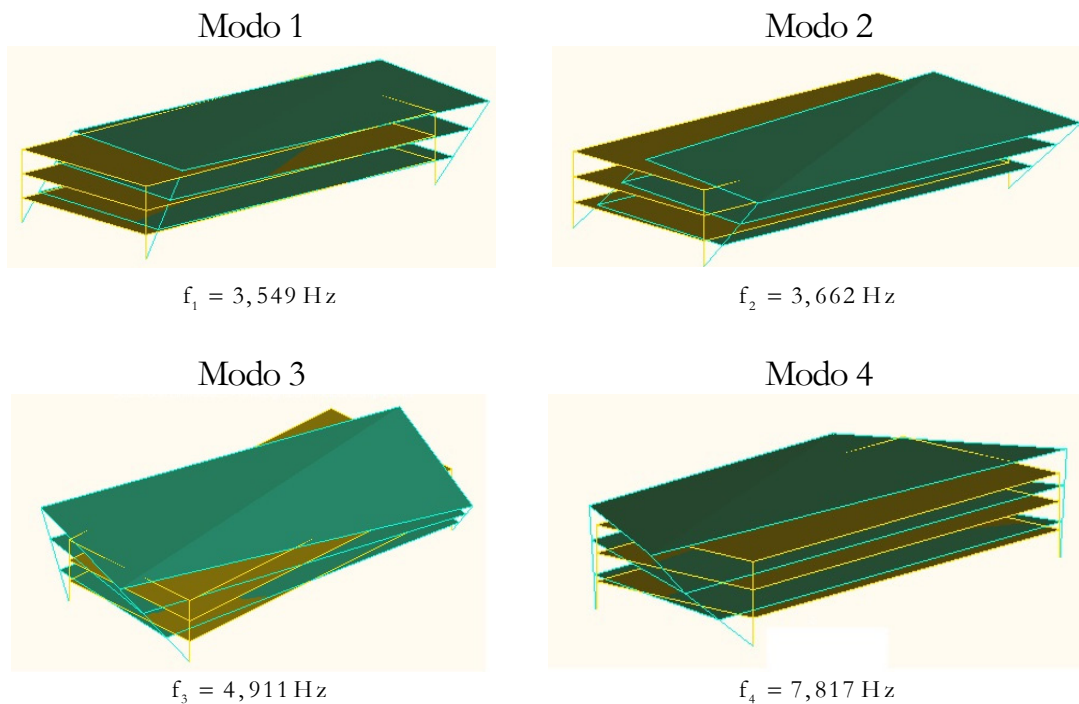


Figura 4.30 Parâmetros modais de quatro modos identificados experimentalmente (*ARTeMIS*).

4.6 Análise, comparação e discussão de resultados

Esta secção tem o objetivo de comparar os resultados obtidos experimentalmente, através do terceiro ensaio de vibração ambiental com os obtidos através dos modelos de elementos finitos desenvolvidos, apenas para os três primeiros modos de vibração. Inicia-se com a comparação dos parâmetros dinâmicos que se obtiveram (frequências naturais e modos de vibração) e só posteriormente é feita uma avaliação do grau de concordância com os resultados obtidos, avaliando a validade dos modelos desenvolvidos e a sua calibração.

4.6.1 Comparação entre frequências naturais

A comparação das frequências naturais obtidas experimentalmente com as obtidas nos modelos numéricos será apresentada, em seguida (ver Tabela 4.11). Inclui as frequências naturais para os primeiros 4 modos, obtidas para os Modelos A, B e C e experimentais. Para quantificar o grau de aproximação destes parâmetros são também demonstrados

gráficos em que se traçaram vários pontos, nos quais as abcissas dizem respeito às frequências naturais experimentais e as ordenadas às frequências naturais numéricas. No caso de uma boa aproximação esses pontos devem fazer parte de uma reta de declive tão próximo da unidade e de ordenada na origem nula quanto mais próximos forem dos valores obtidos pela via experimental.

Tabela 4.11 Frequências naturais de vibração obtidas experimentalmente e numericamente.

Modos	Via experimental	Modelo A	Erro relativo	Modelo B	Erro relativo	Modelo C	Erro relativo
1	3,549 Hz	1,776 Hz	+ 77 %	3,185 Hz	+ 10 %	3,391 Hz	+ 4 %
2	3,662 Hz	2,078 Hz	+ 44 %	3,599 Hz	+ 2 %	3,611 Hz	+ 1 %
3	4,911 Hz	2,313 Hz	+ 53 %	4,362 Hz	+ 11 %	4,385 Hz	+ 11 %

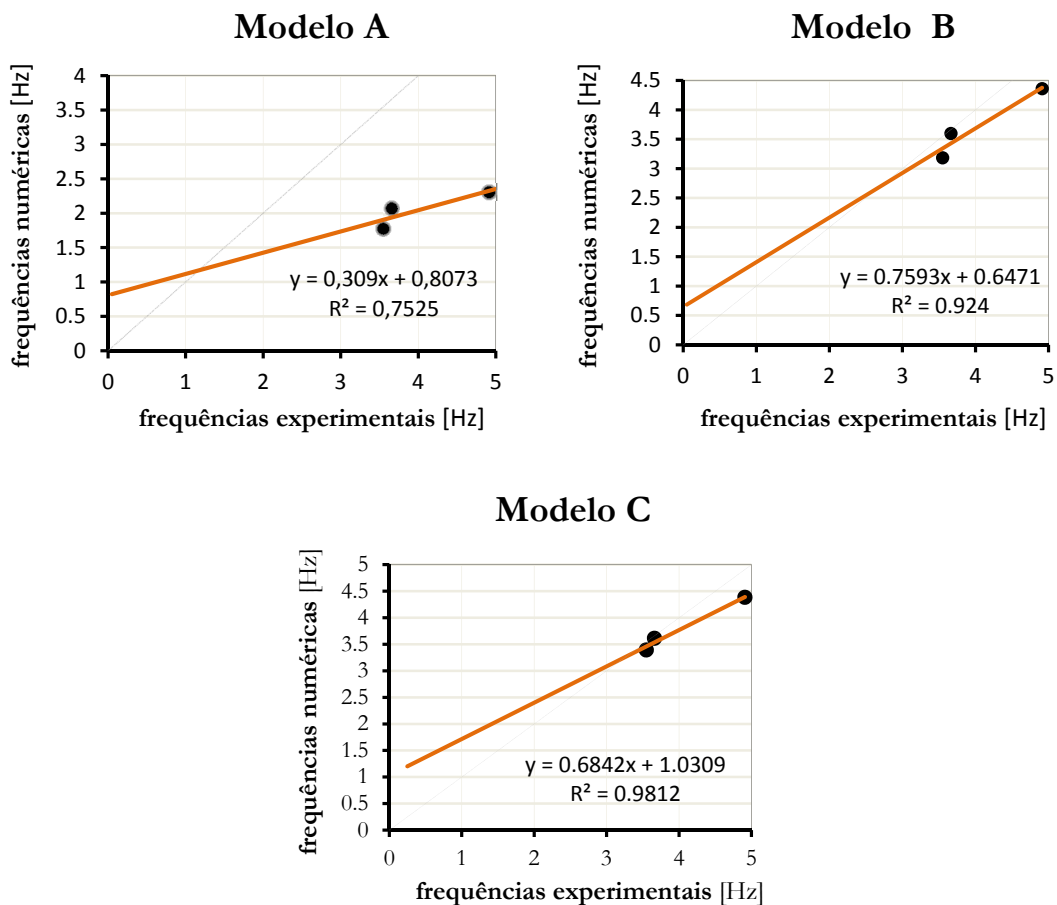


Figura 4.31 Gráficos de comparação de frequências naturais de vibração para os três modelos de estudo.

Da análise da Tabela 4.11 e dos gráficos anteriores podemos constatar que os Modelo B e C possuem uma proximidade de frequências consideravelmente superiores às do Modelo A. O gráfico relativo ao Modelo B apresenta uma reta com um declive mais próximo da unidade e uma ordenada na origem mais próxima do valor nulo em

comparação com os mesmos parâmetros do Modelo C, contudo as frequências naturais são mais próximas das experimentais para este último modelo.

Também é possível deduzir que a proximidade entre os valores experimentais e calculados tende a diminuir nos modos de vibração mais adiantados, por se verificar um afastamento das retas.

A diferença que existe nas frequências entre estes modelos poderá dever-se ao facto dos elementos estruturais que se situam na zona da junta (alinhamento X6 e X7 da Figura 4.3) possuírem secções diferentes. No Modelo B esses elementos formam um só alinhamento e os elementos estruturais possuem dimensões redobradas, provocando um aumento de rigidez na estrutura e conseqüentemente uma configuração modal mais próxima do expectável. Contudo, ambos possuem o mesmo erro relativo para o modo de torção, que se considera ainda elevado.

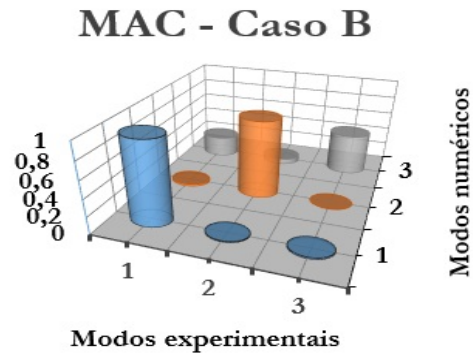
Para confrontar qual destes modelos (Modelo B e Modelo C) será o mais próximo do medido experimentalmente, optou-se por determinar os coeficientes *MAC*. A comparação das frequências pode não ser suficiente se não forem analisadas, paralelamente, com a correlação entre as configurações modais obtidas nos modelos numéricos e na via experimental, como se mostrará no ponto seguinte.

4.6.2 *Comparação entre configurações modais*

Uma forma de quantificar o grau de proximidade entre as configurações modais experimentais e numéricas é através do coeficiente *MAC*, cujo método de cálculo se encontra descrito no ponto 3.5.4. É um coeficiente que correlaciona o vetor de componentes modais obtidas experimentalmente com o vetor de componentes modais calculadas numericamente, para o mesmo modo (Rodrigues, 2004). Os respetivos coeficientes são agrupados numa matriz, com todos os modos envolvidos e os elementos da diagonal devem estar tão próximos de 1 ($> 0,8$) para traduzir uma maior proximidade entre as componentes modais experimentais e numéricas.

Apresenta-se de seguida na Figura 4.32 as matrizes dos coeficientes *MAC* obtidas por comparação entre as componentes modais experimentais e as obtidas nos modelos numéricos referentes ao Modelo B e ao Modelo C:

$$MAC = \begin{bmatrix} 0,9566 & 0,0123 & 0,0170 \\ 0,0230 & 0,8925 & 0,0031 \\ 0,2404 & 0,0632 & 0,4742 \end{bmatrix}$$



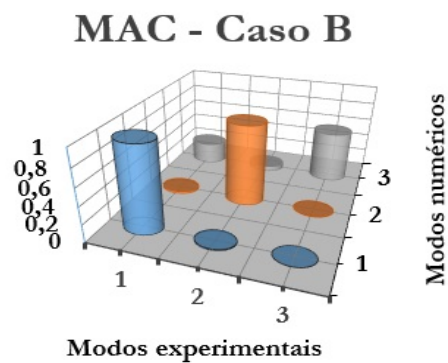
(a)

(b)

Figura 4.32 Modelos de coeficientes *MAC* para o Modelo B: (a) Matriz *MAC* e (b) Gráfico.

Se a comparação considerar as componentes modais experimentais e as componentes modais numéricas apenas nos graus de liberdade efetivamente medidos (Piso 3), obtêm-se os seguintes valores de correlação *MAC* (ver Figura 3.31):

$$MAC = \begin{bmatrix} 0,9771 & 0,0129 & 0,0027 \\ 0,0230 & 0,9166 & 0,0084 \\ 0,2453 & 0,0580 & 0,5798 \end{bmatrix}$$



(a)

(b)

Figura 4.33 Modelos de comparação *MAC* do Piso 3 para o Modelo B: (a) Matriz *MAC* e (b) Gráfico.

Comparando a Figura 4.32 com a Figura 4.33 observa-se que ambos os valores da diagonal principal se aproximam da unidade, aproximando a correlação entre os modos. Isto deve-se ao facto de apenas estarem envolvidos na comparação as componentes modais dos pontos do terceiro piso - os que foram efetivamente medidos.

Por esta razão, para o Modelo C, apenas se revela, na Figura 4.34, os modelos de comparação *MAC* para esta situação.

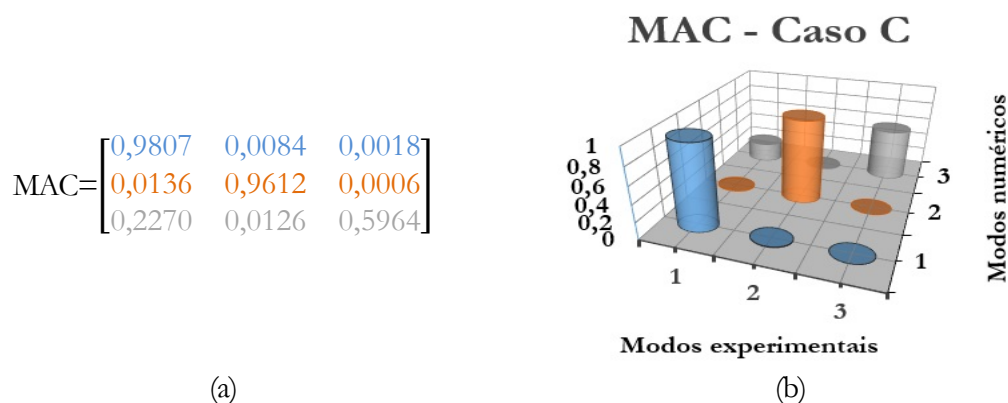


Figura 4.34 Modelos de comparação *MAC* do Piso 3 para o Modelo C: (a) Matriz *MAC* e (b) Gráfico.

A comparação através dos coeficientes *MAC* revelou que o Modelo C apresenta melhor correlação que o Modelo B. No entanto, o terceiro modo de vibração (torção) ainda revela fraca correlação com os valores experimentais.

4.6.3 Discussão de resultados

Numa primeira análise, verifica-se que a aproximação de resultados entre modelos numéricos e modelos experimentais é possível se forem consideradas hipóteses adequadas à modelação do edifício em estudo. Uma análise a várias hipóteses ajuda a definir o percurso da calibração dos modelos. Verificou-se que os resultados aproximavam-se cada mais vez tendo em conta alguns elementos não estruturais – paredes de alvenaria e juntas de dilatação.

O Modelo A foi considerado menos adequado por, à partida, ter revelado frequências naturais muito inferiores às obtidas experimentalmente, ou seja, o modelo apresentava um défice acentuado de rigidez.

Depois, com a introdução das paredes de alvenaria e não considerando quer a junta de dilatação/movimento, quer os elementos estruturais situados nessa zona – Modelo B – conseguiu-se aproximar os valores das frequências naturais e os dos modos de vibração.

Já o Modelo C, correspondente ao modelo com a junta e composto pela duplicação dos elementos estruturais com a respetiva secção, verificou que as frequências naturais não apresentavam grande alteração, no entanto os erros relativos aos três primeiros modos foram sensivelmente inferiores.

A comparação entre as configurações modais dos Modelos B e C e as configurações modais experimentais permitiram concluir que destes modelos numéricos, o Modelo C revelou as características dinâmicas mais próximas das medidas através dos ensaios de vibração ambiental. Esta comparação permitiu concluir também:

- Uma boa correlação nos dois primeiros modos (translação segundo a direção N-S e a translação segundo a direção E-O);
- Fraca correlação no terceiro modo identificado (rotação em torno de um eixo vertical);
- A proximidade de correlação diminui com o aumento dos modos de vibração;
- Boa correlação entre as frequências não significa necessariamente igual qualidade de correlação entre as componentes modais.

Apesar do Modelo C ter mostrado melhores resultados quando comparados com o Modelo B, a construção deste modelo tem a desvantagem de ser mais morosa. Para além de se modelarem mais elementos estruturais, para este modelo, foi necessário acrescentar 237 elementos de ligação do tipo *Gap* que, para a rigidez efetiva calculada, revelou parâmetros dinâmicos muito próximos de uma modelação sem junta (Modelo B), mais rápida e prática. Como era de esperar, na resposta da estrutura às vibrações ambientais, a existência da junta não revela mudanças de comportamento. O mesmo já não é possível afirmar para uma avaliação da resposta a uma ação sísmica. O valor da rigidez conferida ao elemento de ligação e o seu comprimento ditaram até que ponto o modelo é capaz de simular a realidade perante a direção, sentido e intensidade das ações ambientais.

Para terminar este ponto, apresenta-se um conjunto de figuras (ver Figura 4.35 a Figura 4.37) com as configurações modais e as respetivas frequências naturais do Modelo C para os três primeiros modos obtidos no programa SAP2000 a par das mesmas configurações obtidas no programa ARTeMIS, que obtiveram uma maior correlação.

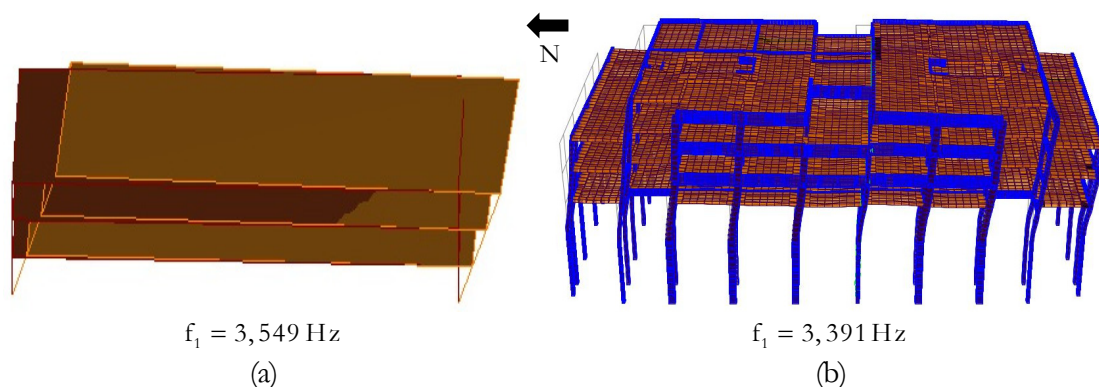


Figura 4.35 Modo de translação segundo a direção N-S: (a) ARTeMIS e (b) SAP2000.

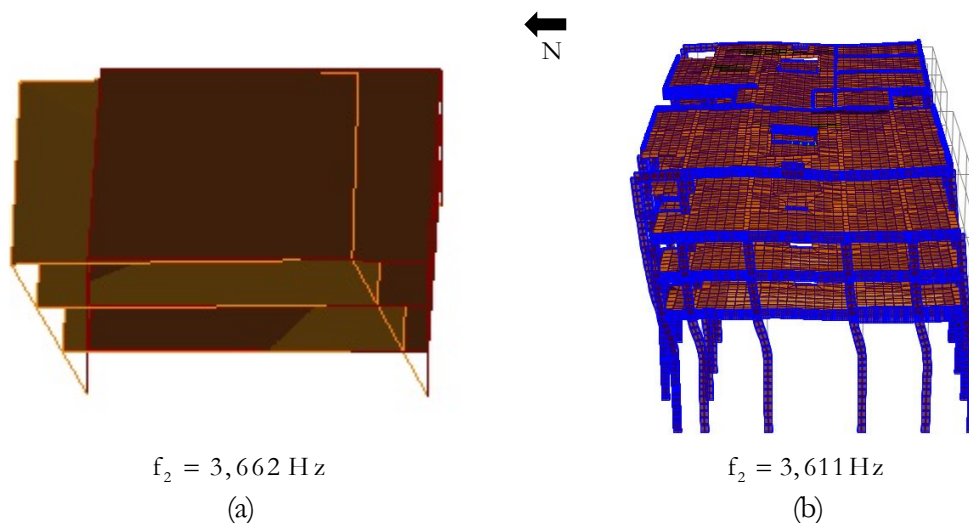


Figura 4.36 Modo de translação segundo a direção E-O: (a) ARTeMIS e (b) SAP2000.

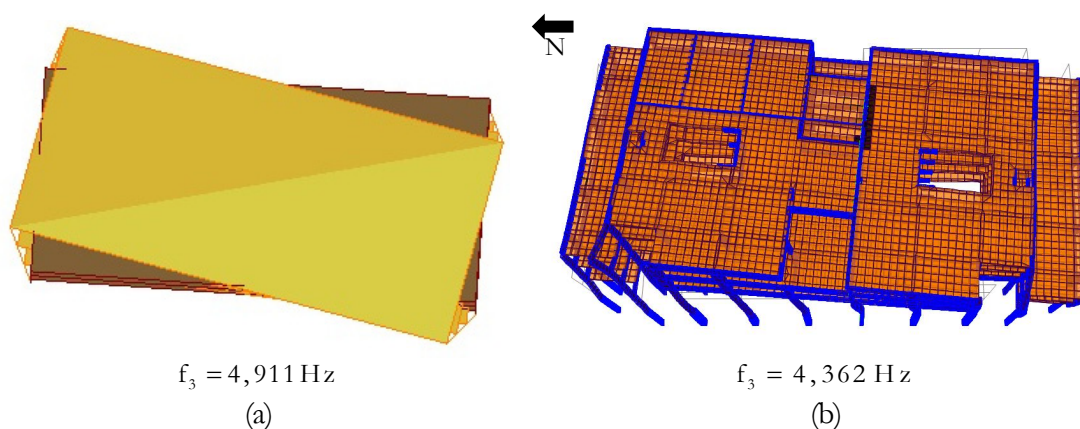


Figura 4.37 Modo de torção: (a) ARTeMIS e (b) SAP2000.

4.7 Considerações Finais

Este capítulo foi dedicado ao estudo do comportamento dinâmico de um edifício de betão armado em lajes fungiformes. Trata-se de uma estrutura dividida em dois módulos separados por uma junta, que têm na sua constituição diversos painéis de alvenaria.

Neste estudo foram desenvolvidos alguns modelos numéricos de elementos finitos, cujos resultados foram comparados com resultados experimentais obtidos com a realização de ensaios de vibração ambiental.

Na implantação dos modelos foram analisadas as peças desenhadas de projeto para definir a posição e geometria dos elementos estruturais e não estruturais que contribuem para o comportamento dinâmico do edifício e para avaliar quais as hipóteses mais adequadas a considerar na modelação. Possibilitou também caracterizar as ações estáticas mais importantes, como as restantes cargas permanentes e as sobrecargas que são componentes associadas à massa do edifício.

A medição da resposta envolveu apenas alguns pontos instrumentados, considerados suficientes para uma adequada caracterização experimental dos principais parâmetros modais, frequências naturais e modos de vibração, os quais foram identificados a partir das séries temporais de aceleração recorrendo ao método FDD.

Toda esta vertente experimental constituiu uma base para a calibração dos modelos numéricos. Os valores experimentais fundamentam a adoção de paredes de alvenaria na modelação de estruturas em pórticos de betão armado tendo-se observado um erro relativo entre 1% e 11% para as frequências naturais experimentais e numéricas, utilizando-se o método de Smith & Riddington para a modelação das bielas equivalentes. Verificou-se igualmente que a modelação da junta de dilatação é dispensável apenas no âmbito das vibrações ambientais e que apesar de reduzir a rigidez face a uma modelação sem junta, não compromete necessariamente as configurações modais. Estas revelaram, aproximadamente, uma correlação de 98% no primeiro modo, 96% no segundo e 60% no terceiro

CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS

5.1 Conclusões

Este trabalho envolveu a caracterização do comportamento dinâmico de um edifício de betão armado, através da realização de ensaios de vibração ambiental e o desenvolvimento de modelos numéricos de elementos finitos. Com o trabalho desenvolvido implementaram-se modelos numéricos que permitiram obter resultados semelhantes aos obtidos experimentalmente, em termos de frequências naturais e modos de vibração. Podendo-se concluir que a junta de dilatação, perante ações dinâmicas de pequena intensidade (ambientais), não separa os dois módulos que compõem a estrutura, verificando-se a existência de um comportamento dinâmico do conjunto.

Com os modelos numéricos de elementos finitos desenvolvidos no âmbito deste trabalho, foi possível aferir a importância de considerar quer elementos estruturais, quer elementos não estruturais, como as paredes de alvenaria. É de salientar as potencialidades da metodologia adotada para a consideração destes últimos elementos.

Verificou-se que a modelação da junta permite retirar conclusões importantes acerca do seu comportamento e da sua influência no conjunto total. Quanto mais rigidez era concedida a esse elemento de ligação (junta) mais a estrutura se aproximava de uma modelação sem junta. Para valores superiores, ao utilizado na rigidez linear efetiva, não foram observadas mudanças significativas nas frequências naturais e nos modos de vibração.

5.2 Perspetivas futuras

Uma vez que se conseguiu desenvolver um modelo numérico com características dinâmicas próximas das observadas experimentalmente, pode-se considerar que o referido modelo poderá ser utilizado em outros tipos de análises estruturais, como por exemplo a avaliação estrutural do edifício face à ação sísmica.

Todavia, considera-se importante efetuar uma avaliação mais profunda à modelação dos painéis de alvenaria, explorando detalhadamente os métodos sugeridos por Al-Chaar, Smith & Riddington e Carter, como forma de estudar com mais precisão a influência das bielas diagonais equivalentes na rigidez numérica da estrutura, uma vez que os processos utilizados aqui neste trabalho eram conservativos e podiam ter sido responsáveis por induzir diferenças de comportamento sobretudo no modo de torção. Perante a ação sísmica, recomenda-se a adoção das bielas diagonais equivalentes às regras dispostas no EC8.

É de salientar que a consideração dos efeitos diferidos e das variações de temperaturas (uniformes e diferenciais) pode pôr em causa a resposta do modelo numérico com a existência da junta de dilatação. Relativamente à existência deste elemento seria de valorizar igualmente uma avaliação da resposta da estrutura a uma ação sísmica proposta pelo EC8 e compará-la com a mesma resposta do modelo numérico sem junta (Modelo B). Os parâmetros associados aos elementos de ligação da junta (comprimento e rigidez) são apenas considerados para análises lineares, pelo que os mesmos já não são válidos para outros tipos de análises. Desta forma, seria interessante explorar as características não lineares deste elemento, seguindo as indicações dos manuais de utilização do SAP2000.

Seguindo ainda a filosofia do EC8 sugere-se a avaliação da resposta dos modelos numéricos mais precisos e a posterior comparação entre modelos sujeitos à ação sísmica proposta por este regulamento.

Outra possibilidade de desenvolvimento futuro envolve a consideração dos parâmetros modais e das frequências naturais nos estudos da vulnerabilidade sísmica proposto pelo conhecido Método Japonês desenvolvido por Masaya Hirosawa e adotado pelo Ministério de Construção Japonês (Estrela, 2011). A vulnerabilidade sísmica é classificada com base no índice de comportamento sísmico e que por sua vez depende do modo fundamental de vibração da estrutura para qual participa pouco mais de 75% da massa do edifício.

BIBLIOGRAFIA

- Al-chaar, G. (2002). Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures, (January).
- Almeida Gonilha, J. M. (2008). *Juntas Estruturais em Edifícios Grandes em Planta*. Insituto Superior Técnico.
- Alvarenga, R. de C. (2002). *Análise teórico-experimental de estruturas compostas de pórticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado*. Universidade de São Paulo.
- Beskhyroun, S. (2012). Ambient versus Forced Vibration Modal Testing of Buildings. Auckland: University of Auckland.
- Bhatt, C. (2007). *Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 – Análises Lineares e Não Lineares Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil*. Instituto Superior Técnico.
- Carrelo Carvalho, A. F. (2013). *Estudo numérico e experimental sobre o comportamento dinâmico de um edifício*. Instituto Superior de Engenharia Civil.
- Carvalhido, A. S. (2009). *Avaliação Experimental e Numérica da Influência dos Painéis de Enchimento de Alvaria de Tijolo na Rigidez e Resposta Sísmica de Estruturas de Betão Armado*. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto (FEUP).
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Berkely.
- Corradi, M. (2006). A Short Account of the History of Structural Dynamics between the Nineteenth and Twentieth Centuries, 1(Aquinas 1509), 837–854.
- CSI. (2013). CSI Analysis Reference Manual. Berkely: Berkely.
- Cunha, A., Caetano, E., Ribeiro, P., & Muller, G. (2014). Ambient vibration tests on a reinforced concrete school building before and after retrofitting works with external steel “dissipative towers”, (July), 2509–2516.

- Da Costa, D. (2012). *Análise do comportamento dinâmico de uma ponte pedonal*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- EC1. (2009). Eurocódigo 1 - Bases para o projeto de estruturas.
- EC8. (2010). Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos.
- Estrela, P. M. (2011). *Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica da Escola Básica do 1º Ciclo da Penalva*. Instituto Politécnico de Setúbal.
- Ferreira, C. M. S. (2013). *Tipologia, instalação, funcionamento e manutenção de diversos tipos de juntas de dilatação em Obras de Arte*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Gorgulho, A. S. (2001). *Folhas da disciplina betão estrutural II*. Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Guevara, L. T., & Garcia, L. E. (2005). The captive- and short-column effects. *Earthquake Spectra*, 21, 1.
- Hussain, R. R. (2013). Non-linear FEM Analysis of seismic induced pounding between neighbouring Multi-storey Structures, 10(May 2012), 921–939.
- Jacinto, L. (2013). Dimensionamento sísmico de edifícios de betão segundo o EC8-1, 1–56.
- Jamal, K. A., & Vidyadhara, H. S. (2013). Seismic pounding of multistoreyed buildings. *International Journal of Research in Engineering and Technology*, 12–17.
- Kicinger, R., Arciszewski, T., & Jong, K. De. (2005). Evolutionary computation and structural design: A survey of the state-of-the-art. *Computers & Structures*, 83(23-24), 1943–1978.
- Laboratorial, G. D. T. (2002). *Vibrações e Ruído*. Setúbal: Escola Superior Tecnologia Setúbal.
- Ledesma, M. F. (2010). *Modelação e monitorização do comportamento dinâmico da cobertura do pavilhão atlântico*. Instituto Superior Técnico.
- LNEC. (2014). Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas (NESDE).
- Mcdonough, J. M. (2009). *Lectures in elementaru fluid dynamics: Physics , Mathematics and Applications*.
- Mendes, P. (2012). *Dinâmica de Estruturas*. Lisboa.

- Mendes, P., & Oliveira, S. (2008). *Análise dinâmica de estruturas* (p. 59). Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Miguel, H., & Andrade, C. (2011). *Caracterização de edifícios antigos. Edifícios “Gaioleiros.”* Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- Miguel, R., & Pimentel, M. (2008). *Caracterização do Tráfego Ferroviário e dos seus Efeitos em Pontes de Pequeno Vão.* Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Milheiro, J. L. (2008). *Estudo Numérico da Influência de Painéis de Enchimento de Alvenaria de Tijolo no Comportamento Sísmico de Estruturas Porticadas Existentes de Betão Armado.* Faculdade de Engenharia Universidade do Porto.
- Monteiro, Q. A. (2008). *Avaliação da necessidade de juntas de dilatação em estruturas porticadas de betão armado.* Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Oliveira, D. V. (1995). *Comportamento porticos Betão Armado Preenchidos com Paredes Alvenaria.pdf.* Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Pawar, P. D., & Murnal, P. B. (2014). Effect of Seismic Pounding on Adjacent Blocks of Unsymmetrical Buildings Considering Soil-Structure Interaction, *4*(7), 391–395.
- Rodrigues, J. (2004). *Identificação Modal Estocástica Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil.* Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Rufino dos Santos, R. (2011). *Modelação de Paredes Resistentes em Edifícios de Betão Armado.* Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- Sequeira, C. (2014). Sensores para medições de Vibrações Mecânicas – Acelerómetros. *Revista Manutenção*, 4–6.
- Sousa, H. de. (2003). *Construções em Alvenaria.* Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Suntola, T. (2008). From local to global relativity. *Imperial College, London*, (September), 1–39.
- Tavares, M. A. (2013). *Identificação modal e monitorização dinâmica de uma ponte em arco.* Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

- Teresa, M., Rações, D. B., Frazão, F., Prof, P., Manuel, J., & Noronha, M. (2013). *Modelação de um edifício “Gaioleiro” para Avaliação e Reforço Sísmico Engenharia Civil Júri Outubro 2013 Resumo*. Instituto Superior Técnico.
- Views, T. (2000). Tacoma narrow collapse. American Association of Physics Teachers.
- Wiczer, J. (2002). A Summary the IEEE-1451 Family of Transducer Interface Standards, 1–9.
- Wu, S. R., & Qiu, W. (2008). Nonlinear transient dynamic analysis by explicit finite element with iterative consistent mass matrix. *Wiley InterScience*.